



TITLE:

不飽和浸透 : 変形連成シミュレーション法の開発とその堤防への応用(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

加藤, 亮輔

CITATION:

加藤, 亮輔. 不飽和浸透 : 変形連成シミュレーション法の開発とその堤防への応用. 京都大学, 2011, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2011-05-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k16278>

RIGHT:

不飽和浸透－変形連成シミュレーション法の開発と その堤防への応用

平成23年

加 藤 亮 輔

論文要旨

我々の周りに存在する地盤は土粒子、水、空気で構成されている。土粒子、空気、水で構成されている土を「乾燥土」、土粒子、水で構成されている土を「飽和土」と呼んでいる。そして、土粒子、水、空気が共存する土を「不飽和土」と呼ぶ。飽和土を対象とした様々な現象を解析する方法は Terzaghi の有効応力の原理を用いた二相多孔質体理論によって確立されてきているが、不飽和土を対象としたものは飽和土に比べてまだまだ確立されていないのが現実である。しかし実際われわれが抱えている地盤工学的問題の多くは不飽和土において発生している。代表的なものとしてダムの変形問題、降雨浸透による斜面崩壊、土石流、河川堤防などの盛土の浸透変形問題などがある。

近年度々起こっている計画降雨確率を上回るような集中豪雨による被害を最小限に食い止められるように、これまでの堤防の設計法を改善する要求が高まっている。しかし現在の設計手法では方法は浸透と破壊を別々に取り扱っており、変形量は算出されていない。また、不飽和土に対する水の浸透の影響は浸透問題のみに留まらない。近年発生している地震においても、地震前の事前降雨や、集水地形による水の浸透の影響が、地震被害を助長している例が散見される。従来では浸透問題と地震による被害は個別で考えられており同時に考えることはなかったが、浸透と地震の「複合災害」は現実には生じている問題にある。日本は地震国である上に台風の通り道でもあることから、複合災害時の被害状況について把握しておくことは今後の災害対策上において非常に重要である。

そこで本研究では、詳細な設計法としても利用できる数値解析法を用いて、豪雨、浸透時の堤防の変形問題および、浸透と地震の複合災害を同時に考慮できるシミュレーション法を提案した。解析では、多相系地盤が土骨格、間隙水、間隙空気から成るものとした三相混合体として定式化を行った後、気相が常に大気圧と仮定する、簡易三相系手法を用いた。この手法を用いて浸透模型実験の再現解析を実施し、本手法が水圧のみならず変形についても再現することができる手法であることを示した。さらに、堤防の浸透問題における対策工の検討や、浸透問題と地震の複合災害事例の再現解析を行い本手法の有用性を示すとともに、豪雨や浸透・地震時の土構造物に対する工学的知見を得た。

また、水が地盤に与える影響として、波浪が液状化現象を引き起こすことが知られている。津波も振幅、周期の異なる波浪と捉えれば、津波による地盤の液状化についても考慮すべきであるが、津波は波浪に比べて著しく発生頻度が低く、さらに、海底面でのせん断応力が大きいため、津波による盛土堤防の決壊がせん断応力による洗屈のみによるものと解釈されてこれまであまり注目されてこなかった。本研究では、間隙水の圧縮性を考慮した津波遡上時の液状化解析を実施することで、津波による地盤劣化の可能性を示した。

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 既往の研究	3
1.2.1 不飽和土のモデル	3
1.2.2 過圧密境界面に対する土の内部構造の変化の影響	4
1.3 論文構成	6
第2章 サクションおよび内部構造の変化を考慮した砂の弾塑性構成式	10
2.1 概説	10
2.2 砂の弾塑性構成式の定式化	11
2.3 定式化における仮定	11
2.4 過圧密境界面	11
2.4.1 過圧密境界面に対するサクションの影響	13
2.4.2 過圧密境界面に対する土の内部構造の変化の影響	14
2.5 非線形移動硬化パラメータを用いた降伏関数と硬化関数	14
2.5.1 土の剛性に対するサクションの影響	15
2.6 塑性ポテンシャル関数とストレス-ダイレイタンス関係	16
2.7 ひずみ増分の各成分	18
2.8 骨格応力増分～ひずみ増分関係	19
第3章 不飽和地盤材料の支配方程式の定式化と有限要素離散化	24
3.1 概説	24
3.2 場の方程式の定式化における仮定	24
3.3 混合体の質量密度	24
3.4 混合体の分応力	25
3.5 質量保存則	25
3.6 運動量保存則	26
3.7 運動方程式	26
3.8 連続式	27
3.8.1 液相の連続式	27
3.8.2 気相の連続式	28
3.8.3 本研究での連続式の取り扱い	29
3.9 空間離散化	29
3.9.1 運動方程式の空間離散化	30
3.9.2 連続式の空間離散化	34
3.10 時間離散化	36
3.10.1 運動方程式の時間離散化	37

3.10.2 連続式の時間離散化	37
3.11 不飽和浸透特性の取り扱いについて	39
3.11.1 不飽和浸透特性のモデル化	39
3.11.2 初期条件の設定	39
第4章 河川堤防の浸透-変形連成解析	42
4.1 概説	42
4.2 不飽和浸透模型実験の再現解析	43
4.3 1次元解析における浸透と変形のメカニズムの把握	46
4.4 地層境界における透水性のギャップを考慮した不飽和浸透-変形連成解析	48
4.5 堤防模型実験の再現解析	50
4.5.1 模型実験について	50
4.5.2 不飽和浸透特性	51
4.5.3 材料パラメータの設定	52
4.5.4 解析モデルおよび境界条件	53
4.5.5 解析結果	55
4.6 実堤防を模擬した解析	66
4.6.1 堤防モデルおよび解析条件	66
4.6.2 解析ケース	66
4.6.3 基本ケースの解析結果	67
4.6.4 対策工を考慮したケースの解析結果	74
4.6.5 降雨を考慮したケースの解析結果	81
4.6.6 サクションおよび内部構造の変化を考慮したケースの解析結果	91
4.7 まとめ	103
第5章 浸透を考慮した地震時動的浸透-変形連成解析	105
5.1 概説	105
5.2 1次元モデルでの動的解析	106
5.2.1 地層境界における透水性のギャップを考慮した動的解析	106
5.2.2 不飽和を考慮した動的解析	110
5.2.3 地下水位が異なる場合の動的解析	121
5.2.4 降雨による地下水位の上昇を考慮した動的解析	128
5.3 能登半島地震における道路盛土崩壊事例の再現解析	133
5.3.1 被害状況について	133
5.3.2 解析モデルの設定	136
5.3.3 解析パラメータの設定	136
5.3.4 地震動の設定	138
5.3.5 初期水位の設定	140
5.3.6 境界条件および数値パラメータの設定	143
5.3.7 解析ケース	143

5.3.8 解析結果	144
5.4 まとめ	171
第6章 液状化を考慮した津波による地盤の劣化解析	173
6.1 概説	173
6.2 液状化を考慮した地盤劣化解析	175
6.2.1 解析手法	175
6.2.2 解析条件	175
6.2.3 解析結果	177
6.3 地盤劣化現象に対する津波波形の影響	180
6.3.1 解析手法および解析条件	180
6.3.2 解析結果	180
6.4 まとめ	183
第7章 結論	185
7.1 本研究のまとめ	185
7.2 今後の課題と展望	187
7.2.1 不飽和浸透-変形連成解析	187
7.2.2 津波による地盤の劣化解析	188
謝辞	189

図面リスト

図1.2.2-1 簡便分割法.....	6
図2.4-1 過圧密境界面（Okara, 1999）	12
図2.4.1-1 サクシオン解放に伴う σ'_{mb} の変化.....	13
図2.4.1-2 サクシオン解放に伴う過圧密境界面の変化.....	13
図3.8.2-1 間隙水圧の差分化.....	36
図3.9.2-1 初期水圧の設定	40
図4.2-1 浸透模型実験の概要.....	43
図4.2-2 水分特性曲線および比透水係数.....	43
図4.2-3 (a)圧力水頭の比較.....	44
図4.2-4 (b)圧力水頭の比較	44
図4.2-5 (c)圧力水頭の比較.....	44
図4.2-6 節点座標の比較（変位量20万倍）	45
図4.3-1 1次元モデル.....	46
図4.3-2 水分特性曲線および比透水係数.....	46
図4.3-3 水圧分布および100倍変形図	47
図4.3-4 応力，水圧および体積ひずみの時刻歴.....	47
図4.4-1 解析モデル.....	48
図4.4-2 水分特性曲線	48
図4.4-3 不飽和透水係数	49
図4.4-4 飽和度分布.....	49
図4.5.1-1 淀川堤防砂の粒径加積曲線	50
図4.5.1-2 間隙水圧計設置位置.....	51
図4.5.1-3 変位計設置位置	51
図4.5.2-1 水分特性曲線および比透水係数.....	51
図4.5.3-1 軸差応力～軸ひずみ関係，体積ひずみ～軸ひずみ関係	53
図4.5.4-1 解析モデル.....	54
図4.5.4-2 水位変化の時刻歴	54
図4.5.5-1 実験結果の推定浸潤面.....	55
図4.5.5-2 間隙水圧の時刻歴	56
図4.5.5-3 Case 4-1飽和度分布	57
図4.5.5-4 Case 4-2飽和度分布	58
図4.5.5-5 Case 4-3飽和度分布	59

図4.5.5-6	川裏側法面の垂直変更変位	60
図4.5.5-7	Case 4-3平均骨格応力分布	62
図4.5.5-8	Case 4-3水平局所動水勾配分布	63
図4.5.5-9	Case 4-3蓄積塑性偏差ひずみ分布	64
図4.5.5-10	蓄積塑性偏差ひずみが最大となる要素86の応力径路	65
図4.6.1-1	実堤防モデル	66
図4.6.3-1	Case 0の飽和度分布	68
図4.6.3-2	Case 0の間隙水圧分布	69
図4.6.3-3	Case 0の平均骨格応力分布	70
図4.6.3-4	Case 0の水平局所動水勾配分布	71
図4.6.3-5	Case 0の蓄積塑性偏差ひずみ分布	72
図4.6.3-6	川表側△部での応力径路および応力、水圧、塑性体積ひずみ時間関係	73
図4.6.3-7	川裏側○部での応力径路および応力、水圧、塑性体積ひずみ時間関係	73
図4.6.4-1	対策工のモデル	75
図4.6.4-2	Case T-1の飽和度分布	76
図4.6.4-3	Case T-1の蓄積塑性偏差ひずみ分布	77
図4.6.4-4	Case T-2の飽和度分布および蓄積塑性偏差ひずみ分布	78
図4.6.4-5	Case T-3の飽和度分布および蓄積塑性偏差ひずみ分布	79
図4.6.4-6	対策工設置時の各ケースでの水平局所動水勾配	80
図4.6.5-1	Case R-1の飽和度分布	83
図4.6.5-2	Case R-1の蓄積塑性偏差ひずみ分布	84
図4.6.5-3	Case R-2の飽和度分布	85
図4.6.5-4	Case R-2の蓄積塑性偏差ひずみ分布	86
図4.6.5-5	Case R-3の飽和度分布	87
図4.6.5-6	Case R-3の蓄積塑性偏差ひずみ分布	88
図4.6.5-7	Case R-4の飽和度分布	89
図4.6.5-8	Case R-4の蓄積塑性偏差ひずみ分布	90
図4.6.6-1	Case C-7の飽和度と間隙水圧分布	92
図4.6.6-2	Case C-1の蓄積塑性偏差ひずみ分布	93
図4.6.6-3	Case C-2の蓄積塑性偏差ひずみ分布	94
図4.6.6-4	Case C-3の蓄積塑性偏差ひずみ分布	95
図4.6.6-5	Case C-4の蓄積塑性偏差ひずみ分布	96
図4.6.6-6	Case C-5の蓄積塑性偏差ひずみ分布	97
図4.6.6-7	Case C-6の蓄積塑性偏差ひずみ分布	98
図4.6.6-8	Case C-7の蓄積塑性偏差ひずみ分布	99
図4.6.6-9	Case C-1の川裏側○部での応力径路および応力-水圧時間関係	100
図4.6.6-10	Case C-2の川裏側○部での応力径路および応力-水圧時間関係	100
図4.6.6-11	Case C-3の川裏側○部での応力径路および応力-水圧時間関係	101

図4.6.6-12	Case C-4の川裏側○部での応力経路および応力-水圧時間関係	101
図4.6.6-13	Case C-5の川裏側○部での応力経路および応力-水圧時間関係	101
図4.6.6-14	Case C-6の川裏側○部での応力経路および応力-水圧時間関係	102
図4.6.6-15	Case C-7の川裏側○部での応力経路および応力-水圧時間関係	102
図5.2.1-1	解析モデルの概要	106
図5.2.1-2	入力地震動	108
図5.2.1-3	Case 5-1, Case 5-2での過剰間隙水圧非分布	108
図5.2.1-4	出力要素での過剰間隙水圧時刻歴	109
図5.2.1-5	出力要素でのせん断ひずみおよび軸ひずみ	109
図5.2.2-1	解析モデル	110
図5.2.2-2	水分特性曲線および比透水係数	111
図5.2.2-3	入力地震動	111
図5.2.2-4	Case 5-3の平均有効応力減少比分布	112
図5.2.2-5	Case 5-4の平均有効応力減少比分布	113
図5.2.2-6	Case 5-5の平均有効応力減少比分布	113
図5.2.2-7	Case 5-6の平均有効応力減少比分布	114
図5.2.2-8	Case 5-3地下水面付近の要素の過剰間隙水圧および平均有効応力減少比時刻歴	115
図5.2.2-9	Case 5-4地下水面付近の要素の過剰間隙水圧および平均有効応力減少比時刻歴	116
図5.2.2-10	Case 5-5地下水面付近の要素の過剰間隙水圧および平均有効応力減少比時刻歴	117
図5.2.2-11	Case 5-6地下水面付近の要素の過剰間隙水圧および平均有効応力減少比時刻歴	118
図5.2.2-12	各ケースでの地表面応答加速度時刻歴	119
図5.2.2-13	各ケースでの地表面変位時刻歴	120
図5.2.3-1	解析モデル	121
図5.2.3-2	Case 5-7の間隙水圧分布	122
図5.2.3-3	Case 5-8の間隙水圧分布	123
図5.2.3-4	Case 5-9の間隙水圧分布	123
図5.2.3-5	Case 5-7の平均骨格応力減少比分布	124
図5.2.3-6	Case 5-7の平均骨格応力減少比分布	124
図5.2.3-7	Case 5-7の平均骨格応力減少比分布	125
図5.2.3-8	地表面での加速度時刻歴比較	126
図5.2.3-9	地表面での変位時刻歴比較	127
図5.2.4-1	Case R-1の間隙水圧分布	129
図5.2.4-2	Case R-2の間隙水圧分布	129
図5.2.4-3	50時間後の間隙水圧および平均骨格応力	130
図5.2.4-4	50時間後の水平骨格応力および鉛直骨格応力	130
図5.2.4-5	間隙水圧分布	131
図5.2.4-6	平均骨格応力減少比分布	132

図5.3.1-1	被害状況写真1	133
図5.3.1-2	被害状況写真2	134
図5.3.1-3	崩壊主断面図	134
図5.3.1-4	復旧後主断面図	134
図5.3.1-5	復旧後写真1	135
図5.3.1-6	復旧後写真2	135
図5.3.1-7	法先からの流水	135
図5.3.2-1	解析モデル	136
図5.3.3-1	液状化強度曲線	137
図5.3.3-2	応力径路および応力～ひずみ関係	137
図5.3.3-3	淀川堤防砂の水分特性曲線および比透水系数	138
図5.3.4-1	震源とK-net観測地点および検討箇所の位置関係	139
図5.3.4-2	距離減衰式による加速度と震源距離の関係	139
図5.3.4-3	K-net観測地震動および検討に用いる振幅調整波	140
図5.3.5-1	各ケースにおける飽和度分布	141
図5.3.5-2	各ケースにおける平均骨格応力分布	142
図5.3.7-1	出力節点および出力要素	143
図5.3.8-1	Case D-1の平均骨格応力減少比分布	146
図5.3.8-2	Case D-2の平均骨格応力減少比分布	147
図5.3.8-3	Case D-3の平均骨格応力減少比分布	148
図5.3.8-4	Case D-4の平均骨格応力減少比分布	149
図5.3.8-5	Case D-5の平均骨格応力減少比分布	150
図5.3.8-6	Case D-1の蓄積塑性偏差ひずみ分布	151
図5.3.8-7	Case D-2の蓄積塑性偏差ひずみ分布	152
図5.3.8-8	Case D-3の蓄積塑性偏差ひずみ分布	153
図5.3.8-9	Case D-4の蓄積塑性偏差ひずみ分布	154
図5.3.8-10	Case D-5の蓄積塑性偏差ひずみ分布	155
図5.3.8-11	Case D-1の変位ベクトル	156
図5.3.8-12	Case D-2の変位ベクトル	157
図5.3.8-13	Case D-3の変位ベクトル	158
図5.3.8-14	Case D-4の変位ベクトル	159
図5.3.8-15	Case D-5の変位ベクトル	160
図5.3.8-16	Case D-1の出力節点の変位時刻歴	161
図5.3.8-17	Case D-2の出力節点の変位時刻歴	161
図5.3.8-18	Case D-3の出力節点の変位時刻歴	162
図5.3.8-19	Case D-4の出力節点の変位時刻歴	162
図5.3.8-20	Case D-5の出力節点の変位時刻歴	163
図5.3.8-21	Case D-1の出力節点の加速度時刻歴	164

図5.3.8-22	Case D-2の出力節点の加速度時刻歴.....	165
図5.3.8-23	Case D-3の出力節点の加速度時刻歴.....	166
図5.3.8-24	Case D-4の出力節点の加速度時刻歴.....	167
図5.3.8-25	Case D-5の出力節点の加速度時刻歴.....	168
図5.3.8-26	Case D-1応力径路.....	169
図5.3.8-27	Case D-2応力径路.....	169
図5.3.8-28	Case D-3応力径路.....	169
図5.3.8-29	Case D-4応力径路.....	170
図5.3.8-30	Case D-5応力径路.....	170
図6.1-1	波浪作用時の海底地盤.....	174
図6.1-2	1960年チリ津波による盛土堤防の被害.....	174
図6.2.2-1	解析モデル.....	176
図6.2.2-2	要素シミュレーション結果.....	176
図6.2.2-3	津波波形算出位置.....	176
図6.2.2-4	津波水位.....	177
図6.2.2-5	平均有効応力減少比の時刻歴 (N1=5)	178
図6.2.2-6	応力径路 (N1=5, GL-1.0m要素)	178
図6.3.1-1	解析モデル.....	180
図6.3.2-1	平均有効応力減少比の最大値と津波の振幅の関係.....	181
図6.3.2-2	平均有効応力減少比の最大値と津波の周期の関係.....	181

表リスト

表4.4-1	土質パラメータ	48
表4.5.3-1	土質パラメータ	52
表4.5.4-1	解析ケースと透水係数.....	54
表4.6.2-1	解析ケース.....	67
表4.6.4-1	対策工の解析ケースおよび川裏側法尻部の最大ひずみ	75
表4.6.5-1	降雨の解析ケースおよび川裏側法尻部の最大ひずみ.....	81
表5.2.1-1	土質パラメータ	107
表5.2.2-1	土質パラメータ	111
表5.2.4-1	弾性体モデルのパラメータ	128
表5.3.7-1	解析ケース.....	143
表6.2.2-1	土質パラメータ	176
表6.2.3-1	各地盤における平均有効応力減少比の最大値	178
表6.3.2-2	各津波波形での平均有効応力減少比の最大値	181

第 1 章 序論

1.1 研究の背景と目的

我々の周りに存在する地盤は土粒子、水、空気構成されている。土粒子、空気構成されている土を「乾燥土」、土粒子、水で構成されている土を「飽和土」と呼んでいる。そして、土粒子、水、空気が共存する土を「不飽和土」と呼ぶ。飽和土を対象とした様々な現象を解析する方法は Terzaghi の有効応力の原理を用いた二相多孔質体理論 (Biot, 1962) によって確立されてきているが、不飽和土を対象としたものは飽和土に比べてまだまだ確立されていないのが現実である。実際われわれが抱えている地盤工学的問題は主に不飽和土において発生している。代表的なものとしてダムの変形問題、降雨浸透による斜面崩壊、土石流、河川堤防などの盛土の浸透変形問題などがある。

世界の年間降水量は平均約 810mm (国土交通省, 2010) である。それに対し日本の北陸、南紀、四国南部、九州南部と東海中部の一部の地域では年平均 2000mm を越え、世界でも多雨域に属する。日本は平地が少なく山地が多く、河川係数(最大流量/最小流量) が非常に大きい河川が多数存在するため水量の調節が難しく、こういった集中豪雨による急激な河川水位上昇による堤防決壊や越水による洪水への対策が古くからの課題である。近年の流域低地への人口の集中と資産の集積は急速であるので (末次ら, 1986), 度々起こっている計画降雨確率を上回るような集中豪雨による被害を最小限に食い止められるように、これまでの堤防の設計法の改善すべき点は見直していく必要があると考えられる。特に 2004 年 7 月の新潟豪雨による洪水被害は、江戸時代から遊水地であったような低平地に人家が集積してきたことから被害が拡大した典型的な例である (三木, 2005)。この豪雨は計画降雨確率を大きく上回る集中豪雨であり、防ぎきれぬものでなかったことは明らかであるが、死者に加え復旧困難な壊滅的被害を集中させたことはこれまでの設計法 (例えば、財団法人国土技術研究センター, 2002) の見直しを要求される結果となっている。

また、不飽和土に対する水の浸透の影響は浸透問題のみに留まらない。例えば 2004 年 10 月に新潟中越地震が起こった年は、前述の新潟豪雨が 7 月に発生しており、さらに夏から秋にかけて台風が過去最多の 10 個上陸するという、例年にない多雨に見舞われた年であった。この降雨浸透に伴う地盤の飽和度上昇および地盤内水位の上昇が生じていたことが地震による土砂崩れ等を助長したと推測されている。2007 年の能登半島地震では集水地形となっている高盛土が地震により崩壊し、柳田 IC～穴水 IC 間の 48.2km に渡って通行止めとなった (国土交通省国土技術政策総合研究所, 2008)。2009 年 8 月の静岡沖地震では台風 9 号が東海地方へ接近している最中の地震により東名高速道路の路肩法面が 40 メートルにわたり崩落した。東西を結んでいる交通の大動脈が、通行止めとなった影響は大きく、物流に混乱を生じた。従来では浸透問題と地震による被害は個別で考えられており同時に考えることはなかったが、浸透と地震の「複合災害」は現実には生じている問題にある。日本は地震国である上に台風の通り道でもあることから、複合災害時の被害状況について把握しておくことは今後の災害対策上において非常に重要である。

1960 年 9 月に潮岬に上陸した伊勢湾台風は、愛知県、三重県を中心に 5,098 名の死者・行方不明者

を出した。現在、東海、東南海・南海地震がこの種のいわゆるスーパー広域災害となる可能性が指摘されており、静岡、愛知、三重、和歌山、徳島、高知で各県 1,000 名を超す死者・行方不明者が見込まれている（中央防災会議，2003）。東海、東南海・南海地震とそれに伴う巨大津波では、地震による液状化や津波による洗掘、船舶等の漂流物の衝突などが原因で、伊勢湾台風時と同様に、沿岸の河川・海岸堤防が複数府県で大規模に決壊する可能性がある。スーパー広域災害時に広域かつ大規模に被災した堤防の復旧作業で「調整のとれた組織間連携」を可能にするため、事前に堤防被害の総延長距離を予測することが極めて重要になる。しかし、津波による土構造物への被害発生メカニズムは十分に検討されておらず、津波の挙動と地盤の挙動を同時に解析する技術の確立と、その技術を用いた安全性照査の確立が急がれる。

以上のことから、本研究では豪雨時の堤防の変形問題および、浸透と地震の複合災害を同時に考慮できる手法として、不飽和地盤に対する浸透-変形連成解析手法の確立を行う。そしてこれを用いてまずは浸透実験のシミュレーションにて手法の妥当性の検証を行い、その後に実際の洪水水位状況を考慮した堤体への浸透-変形問題について取り扱った上で有効な対策工について検討を行う。さらに能登半島地震において集水地形の盛土が崩壊したという事例の再現シミュレーションを行い、地下水位が地震時の道路盛土に及ぼす影響について考察する。最後に、波浪よりも長周期である津波であっても地盤は液状化または劣化するのか、そしてこの現象は津波波形（津波高さと周期、波の連続性）がどのようなときに発生しやすいのかについて明らかにする。

1.2 既往の研究

1.2.1 不飽和土のモデル

これまで飽和土は、主に Biot (1962) の多孔質体理論に基づいて土-水から成る二相混合体として定式化されてきた。二相混合体に基づく定式化では Terzaghi (1943) の有効応力が用いられているが、これは土粒子と間隙水が非圧縮性であるときのみ成立し、土骨格に対する土粒子および間隙水の圧縮性が非常に小さい土に対して有効である (岡, 1988)。

Bishop (1960) は、不飽和土の有効応力として以下の式を提案した。

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + \chi(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (1.1)$$

ここに、 σ'_{ij} は有効応力テンソル、 σ_{ij} は応力テンソル、 u_a は間隙空気圧、 u_w は間隙水圧、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタ、 χ は Bishop のパラメータである。 $(u_a - u_w)$ はネットストレスと呼ばれる。

しかし、この定義では、不飽和土特有の力学的挙動である浸水時のサクシジョンによる体積減少、すなわちコラプス現象を表現できない。コラプス現象を表現するため、これまでにいくつかの不飽和土のモデルが提案されている。例えば、向後 (1994) はネットストレスを応力変数として用いるのは正しくないとし、不飽和土に対する新たな有効応力を定義した。不飽和土の内部の間隙水状態には飽和度によって三種類の形態 (封入不飽和、過渡的不飽和、懸垂水不飽和) があり、さらにサクシジョンの効果を 2 つに分類した。一つは、サクシジョンによる有効応力の増大であり、もう一つは降伏応力および塑性変形に対する剛性の増大であるとし、これらの性質を満たす弾塑性モデルを提案している。また、岡は、サクシジョンは粒子間力であるから構成式中で考えるほうが自然であるとし、多相混合体理論に基づいて有効応力を定義するのが合理的としている。近年では、混合体理論の観点から、応力変数として骨格応力 (Skeleton stress) が用いられてきている。骨格応力は式(1.1)の χ を飽和土とすることで得られる。Kim (2004)、山崎 (2005)、Oka ら (2010a) は混合体理論に基づいて不飽和地盤モデルを土骨格、間隙水、間隙空気からなる三相混合体として定式化を行った上で応力変数に骨格応力を用い、サクシジョンの影響を弾粘塑性構成式に組み込み不飽和土の弾粘塑性構成式として拡張した。また、古家ら (2002) は、細粒分を含有する砂や、非常に緩い砂を対象とする場合、せん断に伴い内部構造が変化するため、構成式中でこの点を考慮する必要があると述べ、内部構造の変化を考慮した構成式を提案している。

不飽和土に対する土質試験として、Oka ら (2010b) は不飽和シルトを用い、間隙流体 (間隙空気と間隙水) と土骨格の相互作用およびサクシジョンの影響を把握することを目的として、排気・排水、非排気・非排水条件化で三軸圧縮試験を行っている。

不飽和材料の定式化を行う際に、飽和度と、間隙空気圧と間隙水圧の差であるサクシジョンの関係を表す水分特性曲線は、非常に大きな影響を及ぼす。この水分特性曲線の形状は実験から求められるもので、それを表現するための経験式は数多く提案されている。その代表としては Brooks and Corey 式 (1966) や van Genuchten 式 (1980) が有名である。水分特性曲線の脱水曲線と吸水曲線の間には大きなヒステリシスがあることが知られており、ヒステリシスを考慮した水分特性曲線が提案され (例えば Tamagnini, 2004 ; Kohgo, 2008 など)、浸水時の堤防の有限要素解析が行われている。そ

して、ヒステリシスを考慮しない場合には、考慮した場合よりも変形が大きく生じたという結果から、地盤力学において水分履歴が重要な役割を果たしているとしている。

準静的問題を、動的解析を用いて解く方法としては、残余成分を加速度項とすることや粘性項による減衰を考慮することで下位の安定を図る Dynamic relaxation method (動的緩和法; Cundall, 1988 および 1989; Bardet ら, 1991; 田中ら, 1996) などがある。地盤材料の破壊を考えるとき、破壊に至る過程で変形が局所化し、せん断帯が形成される。Rice (1976) はこのようなせん断帯の形成を均質変形からの分岐としてとらえる方法を示した。静的なつりあい問題では、支配方程式の楕円性の喪失から求められる。しかし、せん断帯の発生および局所化後のひずみ軟化挙動についても解析しようとすれば、支配方程式の楕円性の喪失は系の不安定化を意味する。よって破壊後の解析のためには、静的な条件化で支配方程式の楕円性の回復 (適切性の回復) が必要となる (岡, 2001)。このような要求を満たす方法の一つとして加速度を導入した動的定式化が考えられている。動的定式化を行うことによって支配方程式が破壊前、破壊後に問わず双曲型を保つことから系の安定性が得られる (Zhang ら, 2001)。なお、以上の観点および、浸水時の地震挙動を考慮するという観点から本研究でも動的解析プログラムを採用している。

1.2.2 堤防の安全性照査

現在堤防の実務設計の手引きとして、財団法人国土技術研究センター (2002) による「河川堤防の構造検討の手引き」がある。この手引きは、浸透に対する堤防の構造検討、侵食に対する堤防の構造検討、地震に対する堤防の構造検討、構造物周辺の堤防の点検と強化などの章から構成されており、様々な自然災害に対する河川堤防の安全性照査方法や強化工法の設計法を取りまとめている。この手引きにおける浸透に対する堤防の安全性は、非定常浸透流解析および円弧すべり法による安定計算によって照査するとしている。非定常浸透流計算は非定常の外力を与えて継時的に浸潤面の位置や水頭の変化を追跡するもので、着目時点の浸潤面の形状を知り、また水頭分布から局所動水勾配等を計算することができる。一方、円弧すべり法による安定計算では、表法面および裏法面のそれぞれにとって最も危険と想定される浸潤面を浸透流計算から抽出し、これを照査対象断面に設定することで洪水時のすべりに対する安全率を求めることができるとしている。

(1) 非定常浸透流解析の方法

浸透流計算の方法には定常解析法と非定常解析法があり (Narasimhan and Witherspoon, 1976; 赤井ら, 1977)、さらに非定常解析においては飽和解析と飽和-不飽和解析があるが、実際に最も近い現象が再現できるのは非定常飽和-不飽和浸透流解析である。非定常の飽和-不飽和浸透流計算の基本式は次の通りである。

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial z} + k = (C + \alpha \cdot S_s) \right) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (1.2)$$

ここに、 x は堤防横断面の水平方向の軸、 z は堤防横断面の鉛直方向の軸、 k は透水係数 (m/hr)、 ψ は圧力水頭 (m)、 C は比水分容量 (1/m)、 α は飽和領域において 1、不飽和領域において 0 と成るパラメータであり、 S_s は比貯留係数 (1/m)、 t は時間 (hr) である。ここで比水分容量 C は水分特性曲線の接線勾配として与えられ、また比貯留係数 S_s は、砂質土については $S_s = 1.0 \times 10^{-4}$ (1/m) を設

定すると良いとしている。

パイピングに対する安全性照査に必要な局所動水勾配は、浸透流計算の結果から得られた全水頭 ψ をもとに、裏法尻近傍の基礎地盤について次式のように算出し、鉛直方向ならびに水平方向の最大値を決める。

$$i_v = \frac{\Delta\psi}{d_v} \quad (1.3)$$

$$i_h = \frac{\Delta\psi}{d_h} \quad (1.4)$$

ここに、 i_v は鉛直方向の局所動水勾配、 i_h は水平方向の局所動水勾配、 $\Delta\psi$ は節点間の全水頭差 (m)、 d_v は節点間の鉛直距離 (m)、 d_h は節点間の水平距離 (m) である。パイピング破壊 (浸透破壊) に対する安全性照査基準値は次のように設定されている

被覆土なし $i < 0.5$

被覆土あり $G/W > 1.0$

ここに、 G は被覆土層の重量 (tf/m²)、 W は被覆土層基底面に作用する揚圧力 (tf/m²) である。

(2) 円弧すべり法による安定計算

円弧すべり法による安定計算には数多くの方法が提案されているが、河川堤防の構造検討の手引きで用いられているものは簡便分割法と呼ばれる方法である。以下にその方法を示す。図 1.2.2-1 において

$$F_s = \frac{cl + (W - ub)\cos\alpha \cdot \tan\phi}{W \sin\alpha} \quad (1.5)$$

ここに、 F_s は安全率、 u はすべり面の間隙水圧 (tf/m²)、 W は分割辺の重量 (tf)、 c はすべり面に沿う土の粘着力 (tf/m²)、 l は円弧の長さ (m)、 ϕ はすべり面に沿う土の内部摩擦角 (°)、 b は分割辺の幅 (m) である。安定計算においては複数の円弧中心に対して最小安全率を求め、その中の最小値が計算断面に対する最小安全率となる。

すべり破壊 (浸潤破壊) に対する安全性の照査基準値は次のように設定されている。

表法面 $F_s \geq 1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2$

裏法面 $F_s \geq 1.0$

ここに、 α_1 は築堤履歴の複雑さに対する割増係数で新設堤防は 1.0、築堤履歴が単純な場合は 1.1、複雑な場合は 1.2 である。 α_2 はき素地版の複雑さに対する割増係数で被災履歴あるいは要注意地形がない場合は 1.0、ある場合は 1.1 である。

以上の方法は浸透と破壊を別々に取り扱っており、また、変形量は算出されない。これに対して筆者らは浸透と変形を同時に解析する連成解析を提案している (岡ら, 2006 ; 加藤ら, 2009 ; Kato ら, 2009 ; Oka ら, 2010a)。

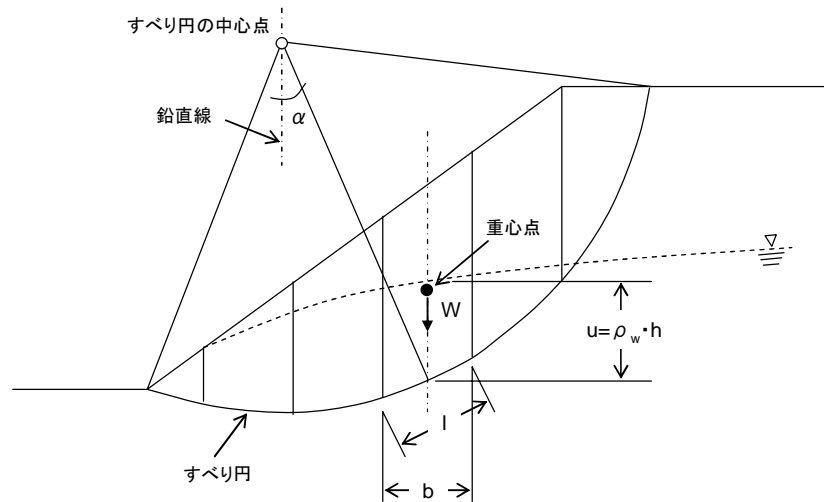


図 1.2.2-1 簡便分割法

1.3 論文構成

本論文は、7 章より構成されている。以下に各章の概要について述べる。第 1 章である本章では研究を行う背景および研究の目的と、既往の研究について述べた。

第 2 章では、本研究の解析に用いられる、不飽和土に拡張した、サクションおよび内部構造の変化を考慮した砂の弾塑性構成式について述べる。

第 3 章では、不飽和地盤材料における浸透-変形連成解析法として簡易三相系手法を提案し、その支配方程式の定式化と有限要素離散化について述べる。多相系地盤が土骨格、間隙水、間隙空気から成るものとし、三相混合体として定式化を行った後、気相が常に大気圧と仮定する。また、不飽和浸透特性のモデル化を行う。

第 4 章では、第 2 章、第 3 章において提案した解析手法を用いて河川堤防の浸透問題に対する解析を実施する。まず、4.2 節で浸透模型実験のシミュレーションにより提案した手法が浸透問題における水圧の再現ができているかを確認した後、4.3 節にて浸透問題における変形のメカニズムについて考察する。4.4 節では不飽和浸透問題の代表的な特徴である **Capillary Barrier** の形成が可能であることを確認する。4.5 節では京都大学防災研究所にて実施された堤防模型実験について再現シミュレーションを実施し、水圧だけでなく変形に対しても妥当な結果が得られる手法であることを確認する。これらの検証により、浸透問題に対して妥当な結果を出すプログラムであることを明らかにした後、4.6 節では実堤防を模擬したシミュレーションを実施する。最初に無対策の堤防に対する浸透問題について解析し、ドレーン、表法面被覆、遮水コアの 3 種類の対策工を導入し、有効性について考察する。また、降雨の影響や、サクションおよび内部構造の変化を構成式に導入した場合の影響について述べる。

第 5 章では浸透を考慮した地震時浸透-変形連成動的解析について述べる。5.2 節にて様々な地下水位、透水条件に対する 1 次元解析を実施して地震時動的の問題に対する考察を行った後、5.3 節にて能登半島地震における道路盛土崩壊の再現シミュレーションを行う。また、この結果から得られた盛土

崩壊が生じた原因について述べる.

第 6 章では液状化を考慮した津波による地盤の劣化解析について述べる. 6.2 節では和歌山県御坊市の地盤および東南海・南海地震津波を模擬したモデルを用いて, 周期の長い津波が地盤に与える影響について示す. 6.3 節では様々な津波波形を用いて解析を行うことにより, 津波の周期や振幅の影響について考察する.

第 7 章では, 第 1 章～第 6 章を総括して結論を述べる.

各章の内容をまとめると以下のとおりである.

第 1 章 序論

- ・研究の背景および目的
- ・既往の研究
- ・論文の構成

第 2 章 サクシオンおよび内部構造の変化を考慮した砂の弾塑性構成式

- ・砂の弾塑性構成式
- ・サクシオンの変化を考慮した構成式の拡張
- ・内部構造の変化を考慮した構成式の拡張

第 3 章 不飽和地盤材料の支配方程式の定式化と有限要素離散化

- ・不飽和に拡張した場の方程式
- ・有限要素離散化

第 4 章 河川堤防の浸透-変形連成解析

- ・不飽和浸透模型実験の再現解析
- ・堤防模型実験の再現解析
- ・実堤防を模擬した解析

第 5 章 浸透を考慮した地震時動的浸透-変形連成解析

- ・様々な条件化での 1 次元解析
- ・能登半島地震における道路盛土崩壊事例の解析

第 6 章 液状化を考慮した津波による地盤の劣化解析

- ・液状化を考慮した地盤劣化解析
- ・地盤劣化現象に対する津波波形の影響

第 7 章 結論

参考文献

- 1) 赤井浩一, 大西有三, 西垣誠: 有限要素法による飽和－不飽和浸透流の解析, 土木学会論文集, No.264, pp.87-96, 1977.
- 2) Bardet, J.P. and Proubet, J.: Adaptive dynamic relaxation for statics of granular materials, Computers & Structures, Vol.39, No.3/4, pp.221-229, 1991.
- 3) Biot, M.A.: Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media, J. of Applied Physics, Vol.33, No.4, pp.1482-1498, 1962.
- 4) Bishop, A. W.: The measurement of pore pressure in the triaxial test, Proc. Conf. Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, pp.38-46, 1960.
- 5) Brooks, R.H. and Corey, A.T.: Properties of porous media affecting fluid flow, Proc. ASCE, 92, No.1R2, pp.61-88, 1966.
- 6) Cundall, P.A.: A microcomputer program for modeling large-strain plasticity problems, In: Swoboda, C. ed. Numerical Methods in Geomechanics. Proc. 6th Int. Conf. on Num. Meth. in Geomechanics, Innsbruck, Balkema, pp.2101-2108, 1988.
- 7) Cundall, P.A.: Numerical experiments on localization in frictional materials, Ingenieur-Archiv 59, Springer-Verlag, pp.148-159, 1989.
- 8) 中央防災会議: 東南海、南海地震等に関する専門調査会 第14回資料2, pp.45, 2003.
- 9) 古家幸司: 砂の弾塑性構成式の締固め改良地盤への適用性と構造の変化を考慮した砂の弾塑性構成式, 京都大学受託研究, 2002.
- 10) Kato, R., Sunami, S., Oka, F., Kimoto, S. and Kodaka, T.: A seepage-deformation coupled analysis method for unsaturated river embankments, Proc. Int. Sym. on Prediction and Simulation methods for Geohazard Mitigation, Kyoto, Oka, F., Murakami, A., Kimoto, S. eds., Balkema, pp.401-407, 2009.
- 11) 加藤亮輔, 岡二三生, 木元小百合, 小高猛司, 角南進: 不飽和浸透・変形連成解析手法と河川堤防への適用, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.1, pp.226-240, 2009.
- 12) Kim, Y.-S.: Elasto-viscoplastic Modeling and Analysis for Cohesive Soil Considering Suction and Temperature Effects, Doctoral thesis, Kyoto University, 2004.
- 13) Kohgo, Y.: A hysteresis model of soil water retention curves based on bounding surface concept, Soils and Foundations, Vol.48, No.5, 2008.
- 14) 向後雄二: 不飽和土の土質力学的特性と土質構造物の安定性に関する研究, 東京大学博士論文, 1994.
- 15) 国土交通省国土技術政策総合研究所: 平成19年(2007年)能登半島被害調査報告, 国土技術政策総合研究所資料, No.438, 2008.
- 16) 国土交通省土地・水資源局水資源部: 平成22年版日本の水資源について～持続可能な水利用に向けて～, 2010.
- 17) 京都大学(代表: 岡二三生): 河川堤防の調査、再生と強化法に関する研究, 国土交通省 建設技術研究開発研究成果報告書, 2007.
- 18) 三木博史: 河川防災技術の課題, 土と基礎, No.564, pp.28-30, 2005.

- 19) Narasimhan, T.N. and Witherspoon, P.A.: An Integrated Finite Difference Method for Analyzing Fluid Flow in Porous Media, *Water Resources Research*, Vol.12, No.1, pp.57-64, 1976.
- 20) 岡二三生, 小高猛司, 木元小百合, 加藤亮輔: 水-土連成数値解析法による洪水・地震時の土構造物の変形・破壊予測, 第 55 回理論応用力学講演会講演論文集, 第 55 回理論応用力学講演会, 京大会館, 1 月 24 日, 15-18, 2006.
- 21) Oka, F., Kimoto, S., Takada, N., Gotoh, H. and Higo, Y.: A seepage-deformation coupled analysis of an unsaturated river embankment using a multiphase elasto-viscoplastic theory, *Soil and Foundations*, IS-KYOTO Special Issue, Vol.50, No.4, pp.483-494, 2010a.
- 22) Oka, F., Kodaka, T., Suzuki, H., Kim, Y.-S., Nishimatsu, N. and Kimoto, S.: Experimental Study on the Behavior of Unsaturated Compacted Silt under Triaxial Compression, *Soils and Foundations*, Vol.50, No.1, pp.27-44, 2010b.
- 23) 岡二三生: : 土における有効応力の原理, *土と基礎*, 36, No.6, pp.11-17, 1988.
- 24) 岡二三生: 地盤の破壊・現象と解析-, *土と基礎*, No.496, pp.1-4, 2001.
- 25) Rice, J.R.: *Theoretical and Applied Mechanics*, ed. by Koiter, North-Holland Pub. pp.207-220, 1976.
- 26) 末次忠司, 浜口達男, 桐生祝男: 氾濫と土地利用の関係について, *土木学会年次学術講演会概要集第 2 部*, Vol.41, pp.123-124, 1986.
- 27) Tamaganini, R.: The influence of hydraulic hysteresis on unsaturated soils FE analysis, *Unsaturated Soils: Numerical and Theoretical Approaches*, Schanz, T. eds., Springer, pp.67-80, 2004.
- 28) 田中忠次, 鵜飼恵三, 河邑眞, 坂上最一, 大津宏康: 地盤の三次元弾塑性有限要素解析, 丸善株式会社, pp.97-107, 1996.
- 29) Terzaghi, K: *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, 1943.
- 30) van Genuchten, M. T. : A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, Vol.44, pp.892-898, 1980.
- 31) 山崎順弘: 弾粘塑性地盤の多相連成変形解析法, 京都大学大学院修士論文, 2005.
- 32) 山崎真也, 岡二三生, 小高猛司, 木元小百合, 浅井良太, 高田直明: サクション解放による劣化を考慮した堤防の浸透変形解析, 第 41 回地盤工学研究発表会, pp.1241-1241, 2006.
- 33) 財団法人国土技術研究センター: 河川堤防の構造検討の手引き, 2002.
- 34) Zhang, H.W. and Schrefler, B.A.: Uniqueness and localization analysis of elastic-plastic saturated porous media, *Int.J.Numer.Anal.Meth.Geomech.*, pp.29-30, 2001.

第2章 サクシオンおよび内部構造の変化を考慮した砂の弾塑性構成式

2.1 概説

砂の動的挙動を表現する構成式には様々な種類のものが提案されている。地震時動的解析を視野に入れた場合、2次元、3次元への対応が可能な客観性を有する構成式であること、繰返し载荷中に発生するある程度のひずみレベル（ここではせん断ひずみ 10%程度）までを再現するモデルが必要である。本研究では、上記の条件を満たす砂の構成式として、Oka ら（1999）の繰返し弾塑性モデルを用いる。このモデルは Oka ら（1992）のモデルをベースに、Taguchi ら（1995）、Tateishi ら（1995）がより多様な砂の繰返し挙動を再現できるように、種々の拡張を行ったものである。この構成式には以下のような特徴がある。

1. 応力パラメータとして相対応力比を一般化した回転硬化（Oka and Washizu, 1981）を用いており、主応力の回転などの多次元応力状態を考慮できる。
2. 硬化式として非線形移動硬化式（Armstrong and Frederick, 1966 ; Chaboche and Rousselier, 1983）を用いており、繰返し载荷時において応力反転時に硬化パラメータを初期化する必要があるため、地震時のようなランダムな载荷条件に対して適用性が高い。
3. 境界面として過圧密境界面（Oka, 1982）を導入し、これにより変相応力を決定することで、過圧密に伴うダイレイタンシー量の減少などを表現できる。
4. 一般化した流動式（Naghde and Trapp, 1975）を用いることにより、種々の砂が有するストレス-ダイレイタンシー関係を再現することができる。
5. 塑性ひずみ量に依存したせん断係数を用いることにより、せん断ひずみ 10%程度までの砂の挙動を再現することができる（Taguchi ら, 1995 ; Tateishi ら, 1995）。

土におけるサクシオンの効果として、「サクシオンの増加は粒子間応力を増加させる」、「サクシオンの増加は降伏応力の増大、および塑性変形に対する土粒子骨格の剛性に影響を与える」という 2 つの効果が挙げられる。本章では、前者を構成式中の応力変数に骨格応力を用いることで導入し、後者のサクシオンによる土骨格構造変化を砂の弾塑性構成式に導入することで、不飽和土の構成式に拡張する（Oka ら, 2006）。

また、これまでの砂の構成式では純粋な砂や中密な砂への適用が調べられていることが多く、細粒分を含有する砂や、非常に緩い砂への適用は課題となっている。このような砂を対象とする場合、せん断に伴い内部構造が変化するため、構成式中でこの点を考慮する必要がある（古家ら, 2003）。そこで、本研究では Kimoto ら（2005）に従い、内部構造の変化を表現できるように上記の弾塑性構成式をさらに拡張する。

2.2 砂の弾塑性構成式の定式化

本研究では、飽和砂の構成式を不飽和砂に拡張するため、応力変数として骨格応力 (Skeleton stress) σ'_{ij} を用いる.

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - p^F \delta_{ij} \quad (2.1)$$

ここに、 σ_{ij} は全応力テンソル、 p^F は平均間隙圧力、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタである. 平均間隙圧力 p^F は以下の式で表される.

$$p^F = S_r p^f + (1 - S_r) p^a \quad (2.2)$$

ここに、 S_r は飽和度、 p^f 、 p^a はそれぞれ液相、気相に働く圧力である. 以後、骨格応力テンソルの第一不変量 ($\sigma'_{11} + \sigma'_{22} + \sigma'_{33}$) の 1/3 を平均骨格応力 (Mean skeleton stress) σ'_m と呼ぶこととする. σ'_{ij} については第 3 章で詳しく述べる.

2.3 定式化における仮定

定式化に際しては、以下の仮定に基づく.

- (1)微小ひずみ理論の適用
- (2)弾塑性理論に基づいたひずみ増分の加法性の仮定
- (3)一般化した非関連流動則の適用
- (4)過圧密境界面の導入
- (5)非線形移動硬化則の適用

上記仮定(1)より、本モデルは微小変位の範囲を適用範囲とする. 仮定(2)は全ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}$ が、弾性ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}^e$ と塑性ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}^p$ の和で表されることを仮定している. 仮定(3)においては、塑性ひずみ増分の方が降伏関数とは異なる塑性ポテンシャル関数によって定める流動則に基づくものとしている. 仮定(4)、(5)については以下で詳述する. なお、本章では圧縮を正として定義する.

ここでは、与えられた仮定のもとで弾塑性論を展開し、骨格応力増分テンソル $d\sigma'_{ij}$ と固相のひずみ増分テンソル $d\epsilon_{kl}^s$ を関連付ける次の 4 階テンソル D_{ijkl}^{ep} を定式化する.

$$d\sigma'_{ij} = D_{ijkl}^{ep} d\epsilon_{kl}^s \quad (2.3)$$

2.4 過圧密境界面の導入

多くの場合砂は過圧密状態にあり、せん断初期段階においては弾性挙動が卓越する. このため、Oka ら (1999) の繰返し弾塑性モデルでは、擬似的な過圧密状態を想定した過圧密境界面: f_b の概念を導入している. f_b は次式で表される.

$$f_b = \bar{\eta}_{(0)}^* + M_m^* \ln \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mb}} \quad (2.4)$$

$$\bar{\eta}_{(0)}^* = \left\{ (\eta_{ij}^* - \eta_{ij(0)}^*) (\eta_{ij}^* - \eta_{ij(0)}^*) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2.5)$$

ここに、 η_{ij}^* は応力比テンソル ($\eta_{ij}^* = s_{ij} / \sigma'_m$)、 $\eta_{ij(0)}^*$ は圧密終了時の η_{ij}^* の値、 s_{ij} は偏差応力テンソル ($s_{ij} = \sigma'_{ij} - \delta_{ij} \sigma'_m$)、 M_m^* は変相応力比 (せん断変形仮定における最大体積圧縮ひずみが発生する時点での応力比 η^* の値. $\eta^* = (\eta_{ij}^* \eta_{ij}^*)^{\frac{1}{2}}$) である.

$f_b < 0$ のとき過圧密領域を $f_b \geq 0$ のとき正規圧密領域を与える．過圧密領域にある砂がせん断を受けるとき，ある範囲で塑性体積ひずみが抑制された応力径路を描く．そこで，過圧密領域内においても塑性ひずみが生じ，さらにそれに伴って過圧密領域が拡大あるいは縮小することを考慮している．式(2.4)における σ'_{mb} は以下のように示される．

$$\sigma'_{mb} = \sigma'_{mbi} \exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \nu^P\right) = OCR^* \sigma'_{m0} \exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \nu^P\right) \quad (2.6)$$

ここに， σ'_{mbi} は σ'_{mb} の初期値， σ'_{m0} は初期平均骨格応力， e_0 は初期間隙比， λ は圧縮指数（等方応力下処女載荷時の $e \sim \ln(\sigma'_m)$ 関係）， κ は膨潤指数（等方応力下除荷・再載荷時の $e \sim \ln(\sigma'_m)$ 関係）， ν^P は塑性体積ひずみ， OCR^* は擬似過圧密比（ $= \sigma'_{mbi} / \sigma'_{m0}$ ）である．

図 2.4-1 に等方圧密終了時の過圧密境界面を示す．図中の縦軸 $\sqrt{2J_2}$ は偏差応力テンソルの第二不変 $J_2 = (s_{ij}s_{ij})/2$ の 2 倍の平方根を示している．過圧密境界面は塑性体積ひずみの膨張，収縮に伴う σ'_{mb} の変化で拡大，あるいは縮小する．本来，塑性堆積ひずみの変化による σ'_{mb} の変化はせん断によるダイレイタンスに起因するメカニズムによるものであるが，ここでは等方圧縮，膨潤特性のパラメータである λ ， κ を用いて表現している．

過圧密境界面と平均骨格応力軸との交点は σ'_{mc} として，次式で与えられている．

$$\sigma'_{mc} = \sigma'_{mb} \exp\left(\frac{\eta_{(0)}^*}{M_m^*}\right) = \sigma'_{mb} \exp\left(\frac{(\eta_{ij(0)}^* \eta_{ij(0)}^*)^{1/2}}{M_m^*}\right) \quad (2.7)$$

また，初期応力異方性の影響は繰返しせん断履歴の蓄積に伴って消失すると仮定し，次式のようにパラメータ C_d を導入して修正する．

$$\sigma'_{mc} = \sigma'_{mb} \exp\left(-C_d \gamma^{P*} \frac{\eta_{(0)}^*}{M_m^*}\right) \quad (2.8)$$

$$\gamma^{P*} = \int d\gamma^{P*} = \int (de_{ij}^P de_{ij}^P)^{1/2} \quad (2.9)$$

ここに， C_d は異方性の消失速度を制御する材料定数， γ^{P*} は塑性せん断ひずみの初期状態からの累積値， de_{ij}^P は塑性偏差ひずみテンソルの増分値である．なお，初期等方圧密状態では $\eta_{(0)}^* = 0$ となり，式(2.7)と式(2.8)は等価となる．

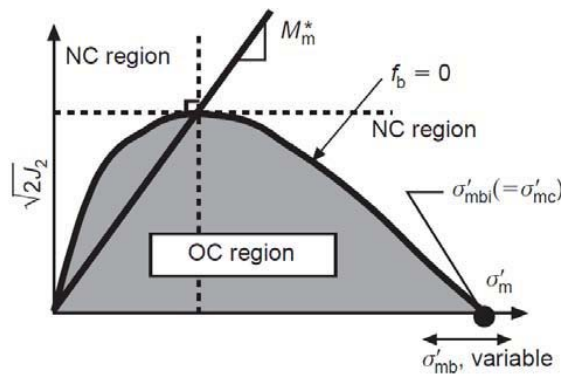


図 2.4-1 過圧密境界面（Oka ら，1999）

2.4.1 過圧密境界面に対するサクシジョンの影響

サクシジョンが変化すると土の特性は大きく変化する．一般に，サクシジョンが減少するとせん断強度が低下することが知られている．湿潤（Wetting），乾燥（Drying）に伴うサクシジョンの変化を σ'_{mb} に導入することによりこれを表現する．

$$\sigma'_{mb} = \sigma'_{mbi} \exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \nu^p\right) \left[S_{IE} + S_I \exp\left\{-s_d \left(\frac{P_i^C}{P^C} - 1\right)\right\} \right] \quad (2.10)$$

ここに， S_{IE} は全サクシジョン解放後の強度低減率， S_I は初期サクシジョン作用時の強度増加率（ $S_{IE} + S_I = 1.0$ ）， s_d は強度変化速度を調節するパラメータ， P_i^C は初期サクシジョン， P^C は現在のサクシジョンである．

図 2.4.1-1 にサクシジョンと σ'_{mb} の変化を示す模式図を示す．また，図 2.4-1.2 にサクシジョン効果による過圧密境界面の変化の模式図を示す．初期状態から湿潤によってサクシジョン解放が起こると，強度が低下して過圧密境界面が縮小する．

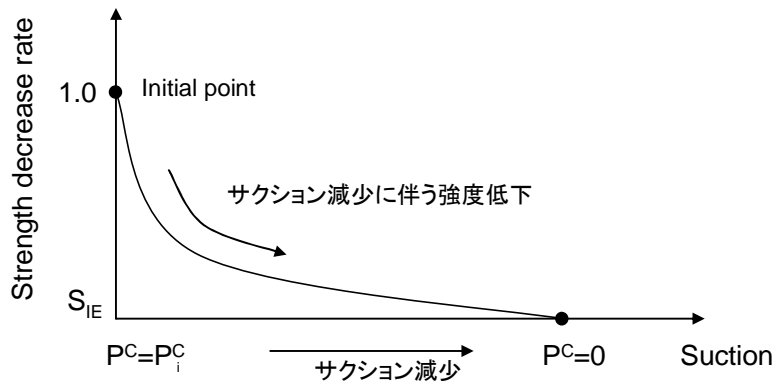


図 2.4.1-1 サクシジョン解放に伴う σ'_{mb} の変化

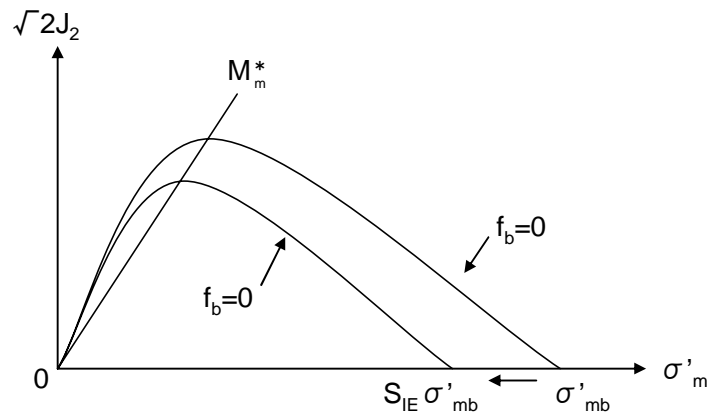


図 2.4.1-2 サクシジョン解放に伴う過圧密境界面の変化

2.4.2 過圧密境界面に対する内部構造の変化の影響

式(2.7)の場合、塑性体積ひずみの増大と塑性体積ひずみ($=v^p$)の増加とともに σ'_{mb} も増加するため、圧縮によるひずみ硬化のみを表現することとなる。内部構造の変化の影響が大きい緩い砂においては、 v^p だけでなく、塑性ひずみ ε_{ij}^p が支配的であることから、 σ'_{mbi} の変化も考慮する必要がある。そこで Kimoto ら (2005) にならい、指数関数を用いて内部構造の変化に伴うひずみ軟化挙動を σ'_{mbi} の減少として以下のように表現する。

$$\sigma'_{mb} = \left\{ \sigma'_{mbf} + (\sigma'_{mbi} - \sigma'_{mbf}) \exp(-\beta z) \right\} \exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} v^p\right) \quad (2.11)$$

$$z = \int dz = \int (d\varepsilon_{ij}^p d\varepsilon_{ij}^p)^{1/2} \quad (2.12)$$

ここに、 σ'_{mbf} は σ'_{mbi} の収束値 ($\sigma'_{mbf} = n^* \sigma'_{mbi}$, n^* : σ'_{mbi} の低減率), β は σ'_{mbi} の収束速度を調節する材料パラメータである。

以上の内部構造の変化による影響と、前節のサクションによる影響を同時に考慮した場合、 σ'_{mb} は以下の式で表されることとなる。

$$\sigma'_{mb} = \left\{ \sigma'_{mbf} + (\sigma'_{mbi} - \sigma'_{mbf}) \exp(-\beta z) \right\} \exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} v^p\right) \left[S_{IE} + S_I \exp\left\{ -s_d \left(\frac{P_i^C}{P^C} - 1 \right) \right\} \right] \quad (2.13)$$

2.5 非線形移動硬化パラメータを用いた降伏関数と硬化関数

降伏関数とは、応力空間において弾性域と弾塑性域を区分する曲面を表し、以下のように与えられる。

$$f = \left\{ (\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*) (\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*) \right\}^{\frac{1}{2}} - k = 0 \quad (2.14)$$

ここに、 k は弾性域を表す数値パラメータで、 χ_{ij}^* は非線形移動硬化パラメータである。 χ_{ij}^* は η_{ij}^* と同じ次元の応力比で η_{ij}^* に追従し、back stress とも呼ばれる。 χ_{ij}^* は Chaboche ら (1986) の研究を参考に非線形移動硬化則に従うものとして下式の発展則で規定されるものと仮定する。

$$d\chi_{ij}^* = B^* (A^* de_{ij}^p - \chi_{ij}^* d\gamma^p) \quad (2.15)$$

$$d\gamma^p = (de_{kl}^p de_{kl}^p)^{\frac{1}{2}} \quad (2.16)$$

ここに、 A^* , B^* は材料パラメータ、 de_{kl}^p は塑性偏差ひずみ増分テンソル、 $d\gamma^p$ は塑性偏差ひずみテンソルの第二不変量である。

材料パラメータ A^* , B^* は破壊応力比 M_f^* および平均骨格応力 σ'_m で除した無次元化初期塑性せん断係数と次のような関係にある。

$$A^* = M_f^*, \quad B^* = \frac{G^p}{M_f^*} \quad (2.17)$$

式(2.14)の右辺括弧内の第 2 項が塑性せん断ひずみ増分の大きさに依存する非線形項であり、この講

を無視すると Prager の線形移動硬化則 $d\chi_{ij}^* = G^P de_{ij}^P$ となる。

パラメータ B^* は塑性せん断ひずみの蓄積により低下すると定義されており、主に下記の 4 つの手法が提案されている。

手法 1 (岡ら, 1993)

初期状態から応力径路の変相線到達に関わらず、硬化関数中のパラメータを塑性偏差ひずみ量の蓄積に応じて低減する。

$$B^* = (B_0^* - B_1^*) \exp(-C_f \cdot \gamma_0^{P*}) + B_1^* \quad (2.18)$$

ここに、 B_0^* は B^* の初期値、 B_1^* は B^* の下限値、 C_f は低減速度を調整するパラメータ、 γ_0^{P*} は初期から累積された γ^{P*} の値である。

手法 2 (Tateishi ら, 1995 ; 田口, 1997 ; Oka ら, 1999)

次式で表す関係を用いて、応力径路の変相線到達に関わらず、繰返し载荷の過程において硬化関数中のパラメータを塑性ひずみ量に応じて低減する。また、変相線到達後は式中の B_{\max}^* を塑性偏差ひずみ量の双曲線関係を用いて低減する。

$$B^* = (B_{\max}^* - B_1^*) \exp(-C_f \cdot \gamma_{(n)}^{P*}) + B_1^* \quad (2.19)$$

$$B_{\max}^* = \frac{B_0^*}{1 + \gamma_{(n)\max}^{P*} / \gamma_r^{P*}} \quad (2.20)$$

ここに、 $\gamma_{(n)}^{P*}$ は応力反転時から累積した γ^{P*} の値、 $\gamma_{(n)\max}^{P*}$ は過去の繰返し载荷における $\gamma_{(n)}^{P*}$ の最大値、 γ_r^{P*} は基準ひずみである。なお、 B_{\max}^* の下限値は B_1^* とする。また、弾性せん断係数に対しても式(2.20)と同様な関係を適用し、弾性係数用の基準ひずみ γ_r^{E*} を用いる。

手法 3 (渦岡, 2000)

応力径路の変相線到達以後のみ、硬化関数中のパラメータを塑性偏差ひずみ量に応じて次式により低減する。

$$B^* = \frac{B_0^*}{1 + \gamma_{ap}^{P*} / \gamma_r^{P*}} \quad (2.21)$$

ここに、 γ_{ap}^{P*} は変相線到達以後から累積した γ^{P*} の値である。なお、 B_1^* は B^* の下限値として使用する。また、弾性せん断係数に対しても同様な関係を適用し、弾性係数用の基準ひずみ γ_r^{E*} を用いる。

手法 4 (Oka ら, 2004)

手法 2 と同様に式(2.19)を用いて繰返し载荷における応力反転時からの B^* の低減を行う。ただし、応力径路の変相線到達以後については手法 2 ではなく手法 3 の式(2.20)タイプの式を使用する。

$$B_{\max}^* = \frac{B_0^*}{1 + \gamma_{ap}^{P*} / \gamma_r^{P*}} \quad (2.22)$$

また、弾性せん断係数に対しても同様な関係を適用し、弾性係数用の基準ひずみ γ_r^{E*} を用いる。

2.5.1 土の剛性に対するサクシヨンの影響

塑性せん断係数をサクシヨンの関数にすることで、サクシヨンの変化に伴う塑性変化に対する土粒子骨格の剛性の変化を表現する。式(2.15)より B^* は移動硬化の速度を調整するパラメータであり、こ

の値が大きいほど硬化が促進される．そこで，サクシヨンの影響による強度変化を次式で表現する．

$$B_{suc}^* = B_0^* \left[S_{IBE} + S_{IB} \exp \left\{ -s_{db} \left(\frac{P_i^C}{P^C} - 1 \right) \right\} \right] \quad (2.23)$$

ここに， S_{IBE} は全サクシオン解放後の強度低減率， S_{IB} は初期サクシオン作用時の強度増加率（ $S_{IBE} + S_{IB} = 1.0$ ）， s_{db} は強度変化速度を調節するパラメータ， P_i^C は初期サクシオン， P^C は現在のサクシオンである．手法 1～4 における式中の B_0^* の代わりに B_{suc}^* を用いることにより，サクシオンによる土粒子骨格の剛性の強度変化が表現できることとなる．

2.6 塑性ポテンシャル関数とストレス-ダイレイタンシー関係

塑性ポテンシャル関数とは，塑性ひずみ増分ベクトルの方向を規定する応力空間の曲面を表すスカラー関数で，非線形硬化パラメータ χ_{ij}^* を用いて以下のように与えられる．

$$g = \left\{ \left(\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^* \right) \left(\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^* \right) \right\}^{\frac{1}{2}} + \tilde{M}^* \ln \left(\frac{\sigma_m'}{\sigma_{ma}'} \right) = 0 \quad (2.24)$$

ここに， σ_{ma}' は数値パラメータである．また， \tilde{M}^* は塑性堆積ひずみが和偉大になるときの応力比 η^* の値であり，応力状態が過圧密境界面の内側（過圧密領域）と外側（正規圧密領域）で以下のように区分して与える．

$$\tilde{M}^* = \begin{cases} -\frac{\eta^*}{\ln(\sigma_m'/\sigma_{mc}')} & (\text{過圧密領域 } f_b < 0) \\ M_m^* & (\text{正規圧密領域 } f_b > 0) \end{cases} \quad (2.25)$$

σ_{mc}' は過圧密境界面と平均骨格応力軸との交点であり，式(2.7)で与えられている通りである．応力状態が過圧密境界面の内側にあるときは \tilde{M}^* は M_m^* より小さく，正規圧密領域に比べて変相応力を小さく与える．応力状態が正規圧密領域，すなわち過圧密境界面に達すると， \tilde{M}^* は M_m^* に一致する．なお，いったん \tilde{M}^* が M_m^* に達した後は， $\tilde{M}^* = M_m^*$ と仮定する．

ここで，塑性ポテンシャル関数により，ストレス-ダイレイタンシー関係を導く．塑性ひずみ増分テンソルは拡張された非関連流動則より，下式で表される（Okazaki (1999)）．なお，流動則とは塑性状態にある応力テンソル σ'_{ij} に対して塑性ひずみ増分が $g = 0$ の曲面の外向き法線ベクトルで与えられることを言う．

$$d\varepsilon_{ij}^P = H_{ijkl} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{kl}} \quad (2.26)$$

H_{ijkl} は以下の式で表現する．

$$H_{ijkl} = a\delta_{ij}\delta_{kl} + b(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) \quad (2.27)$$

ここに， a ， b は応力やひずみの状態に依存するスカラー関数である．式(2.24)に対して chain rule を用い，各微分項を求め，塑性偏差ひずみ増分テンソル de_{ij}^P および塑性体積ひずみ増分 dv^P を求めると以下ようになる．

$$de_{ij}^P = 2b \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} \quad (2.28)$$

$$dv^P = d\varepsilon_{kk}^P = (3a+2b) \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \quad (2.29)$$

ここで、これらの関係よりストレス-ダイレイタンシー関係を導く．塑性ポテンシャルの応力，偏差応力に関する偏微分は以下のように表せる．

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} = \frac{\delta_{ij}}{3\sigma'_m} \left\{ \tilde{M}^* - \frac{\eta_{st}^* (\eta_{st}^* - \chi_{st}^*)}{\bar{\eta}_\chi^*} \right\} + \frac{1}{\sigma'_m} \frac{\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*}{\bar{\eta}_\chi^*} \quad (2.30)$$

$$\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} = (\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*) \left\{ (\eta_{st}^* - \chi_{st}^*) (\eta_{st}^* - \chi_{st}^*) \right\}^{-\frac{1}{2}} \frac{1}{\sigma'_m} = \frac{1}{\sigma'_m} \frac{\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*}{\bar{\eta}_\chi^*} \quad (2.31)$$

ここで、 $\bar{\eta}_\chi^*$ は次式で定義する．

$$\bar{\eta}_\chi^* = \left\{ (\eta_{st}^* - \chi_{st}^*) (\eta_{st}^* - \chi_{st}^*) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2.32)$$

式(2.16)，式(2.28)および式(2.31)より，塑性偏差ひずみ増分テンソル de_{ij}^P の第二不変量は以下のように表せる．

$$d\gamma^P = 2b \frac{1}{\sigma'_m} \quad (2.33)$$

また，式(2.29)，式(2.30)より，塑性体積ひずみ増分 dv^P は以下のように表せる．

$$dv^P = \frac{(3a+2b)}{\sigma'_m} \left\{ \tilde{M}^* - \frac{\eta_{st}^* (\eta_{st}^* - \chi_{st}^*)}{\bar{\eta}_\chi^*} \right\} \quad (2.34)$$

式(2.33)，式(2.34)より，ストレス-ダイレイタンシー関係は次式のようになる．

$$\frac{dv^P}{d\gamma^P} = \left(\frac{3a}{2b} + 1 \right) \left\{ \tilde{M}^* - \frac{\eta_{st}^* (\eta_{st}^* - \chi_{st}^*)}{\bar{\eta}_\chi^*} \right\} \quad (2.35)$$

ここで，ダイレイタンシー係数 D^* を次のように決める．

$$D^* = \frac{3a}{2b} + 1 \quad (2.36)$$

ダイレイタンシー係数は塑性偏差ひずみ増分に対する塑性体積ひずみ増分の比率である． $a=0$ の場合には $D^*=1$ となり，スカラーの硬化係数を用いた場合と同じになる．ここでは， D^* を以下のような応力比に応じた関数を用いて定義することとする．これにより，応力比の大きさによって，ダイレイタンシー量の調整をすることが可能となり，応力比とダイレイタンシー量の関係に敏感である液状化強度曲線の勾配の調整が可能になる

$$D^* = D_0^* \left(\frac{\tilde{M}^*}{M_m^*} \right)^n \quad (2.37)$$

ここに， D_0^* ， n はダイレイタンシーパラメータである．正規圧密領域では $\tilde{M}^* = M_m^*$ となることから， n は過圧密領域のみで有効になり， $n > 1$ かつ応力比が小さい場合にはダイレイタンシー量は小さくなる．

2.7 ひずみ増分の各成分

ひずみ増分テンソル $d\varepsilon_{ij}$ は体積変化の関与する体積ひずみ増分 $d\varepsilon_v$ と、形状変化に関与する偏差ひずみ増分テンソル de_{ij} に分解される。

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3} d\varepsilon_{kk} \delta_{ij} + de_{ij} \quad (2.38)$$

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_{11} + d\varepsilon_{22} + d\varepsilon_{33} = d\varepsilon_{kk} \quad (2.39)$$

さらにひずみ増分を弾性変化によるもの、塑性変化によるものに分解すれば以下ようになる。

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3} d\varepsilon_{kk}^e \delta_{ij} + de_{ij}^e + \frac{1}{3} d\varepsilon_{kk}^p \delta_{ij} + de_{ij}^p \quad (2.40)$$

ここに、 $d\varepsilon_{kk}^e$ は弾性体積ひずみ増分、 de_{ij}^e は弾性偏差ひずみ増分テンソル、 $d\varepsilon_{kk}^p$ は塑性体積ひずみ増分、 de_{ij}^p は塑性偏差ひずみ増分テンソルである。

以下では式(2.40)の右辺各項を順次求め、全ひずみ増分を算出する。

(1) 弾性偏差ひずみ増分テンソル： de_{ij}^e

等方な弾性材料の構成式は一般に以下のように与えられ、体積変化の項と形状変化の項に分けられる。

$$d\sigma'_{ij} = \tilde{\lambda} d\varepsilon_{kk}^e \delta_{ij} + 2\tilde{\mu} de_{ij}^e = \tilde{\lambda} d\varepsilon_{kk}^e \delta_{ij} + 2\tilde{\mu} \left(\frac{\delta_{ij}}{3} d\varepsilon_{kk}^e + de_{ij}^e \right) = \left(\tilde{\lambda} + \frac{2}{3} \tilde{\mu} \right) \delta_{ij} d\varepsilon_{kk}^e + 2\tilde{\mu} de_{ij}^e \quad (2.41)$$

ここに、 $\tilde{\lambda}$ 、 $\tilde{\mu}$ はラメの定数、 $d\sigma'_{ij}$ は骨格応力増分テンソルである。弾性体においては平均骨格応力増分 $d\sigma'_m$ は体積ひずみ増分 $d\varepsilon_{kk}$ のみに寄与し、偏差応力増分テンソル ds_{ij} は、偏差ひずみ増分テンソル de_{ij} のみに寄与するから、次のような関係が得られる。

$$ds_{ij} = 2\tilde{\mu} de_{ij}^e = 2G de_{ij}^e \quad (2.42)$$

$$d\sigma'_m = \left(\tilde{\lambda} + \frac{2}{3} \tilde{\mu} \right) d\varepsilon_{kk}^e = K d\varepsilon_{kk}^e \quad (2.43)$$

ここに、 K はせん断弾性係数、 G は体積弾性係数である。式(2.41)より、

$$de_{ij}^e = \frac{1}{2\tilde{\mu}} ds_{ij} = \frac{1}{2G} ds_{ij} \quad (2.44)$$

(2) 弾性体積ひずみ増分： $d\varepsilon_{kk}^e$

飽和砂の等方圧密過程において、除荷すなわち膨潤過程における直線の傾きを κ (膨潤指数) とすると、この直線は平均骨格応力による体積変化のうち弾性部分が寄与する関係を与えていると考えられるため、以下の式として表される。

$$de = -\kappa \frac{d\sigma'_m}{\sigma'_m} \quad (2.45)$$

また、間隙比増分 de と弾性体積ひずみ増分 $d\varepsilon_{kk}^e$ との関係は de が正のとき膨潤、 $d\varepsilon_{kk}^e$ が正のとき圧縮であることを考え、 e_0 を初期間隙比として、

$$d\varepsilon_{kk}^e = \frac{-de}{1 + e_0} \quad (2.46)$$

式(2.45)、式(2.46)より以下の式が導かれる。

$$d\varepsilon_{kk}^e = \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{d\sigma'_m}{\sigma'_m} \quad (2.47)$$

弾性論から以下が得られる．

$$\tilde{\mu} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.48)$$

$$E = 3(1-2\nu)K \quad (2.49)$$

体積弾性係数 K は式(2.43)より以下の式で表される．

$$K = \tilde{\lambda} + \frac{2}{3} \tilde{\mu} = \frac{1+e_0}{\kappa} \sigma'_m \quad (2.50)$$

(3) 塑性偏差ひずみ増分テンソル： de_{ij}^p

式(2.31)を式(2.28)に代入することにより，下式のようになる．

$$de_{ij}^p = \frac{2b}{\sigma'_m} \frac{\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*}{\bar{\eta}_\chi^*} \quad (2.51)$$

(4) 塑性体積ひずみ増分： $d\varepsilon_{kk}^p$

式(2.29)から，

$$d\varepsilon_{kk}^p = (3a+2b) \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \quad (2.52)$$

である．ここで，

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} = \frac{\eta_{mn}^* - \chi_{mn}^*}{\bar{\eta}_\chi^*} \left(-\frac{s_{mn}}{\sigma_m'^2} \right) + \frac{\tilde{M}^*}{\sigma'_m} = \frac{1}{\sigma'_m} \left\{ \tilde{M}^* - \frac{\eta_{mn}^* (\eta_{mn}^* - \chi_{mn}^*)}{\bar{\eta}_\chi^*} \right\} \quad (2.53)$$

式(2.29)，式(2.53)より次式を得る．

$$d\varepsilon_{kk}^p = \frac{3a+2b}{\sigma'_m} \left\{ \tilde{M}^* - \frac{\eta_{mn}^* (\eta_{mn}^* - \chi_{mn}^*)}{\bar{\eta}_\chi^*} \right\} \quad (2.54)$$

以上から全ひずみ増分の式(2.38)は以下のようになる．

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{ij} &= de_{ij}^e + \frac{1}{3} d\varepsilon_{kk}^e \delta_{ij} + de_{ij}^p + \frac{1}{3} d\varepsilon_{kk}^p \delta_{ij} \\ &= \frac{1+\nu}{3(1-2\nu)} \frac{\kappa}{(1+e_0)\sigma'_m} ds_{ij} + \frac{\kappa}{(1+e_0)\sigma'_m} d\sigma'_m \frac{1}{3} \delta_{ij} \\ &\quad + \frac{2b}{\sigma'_m} \frac{\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*}{\bar{\eta}_\chi^*} + \frac{3a+2b}{\sigma'_m} \left\{ \tilde{M}^* - \frac{\eta_{mn}^* (\eta_{mn}^* - \chi_{mn}^*)}{\bar{\eta}_\chi^*} \right\} \frac{1}{3} \delta_{ij} \end{aligned} \quad (2.55)$$

2.8 骨格応力増分～ひずみ増分関係

硬化のある弾塑性体の負荷（降伏）関数は一般的に次式で表される．

$$f(\sigma_{ij}, \xi_k) = 0 \quad (2.56)$$

ここに、 ξ_k は負荷履歴を表すパラメータである。 ξ_k は降伏曲面の位置と形状を現すパラメータで、初期降伏時は $\xi_k = 0$ である。降伏曲面の内部 ($f < 0$) は弾性状態、降伏曲面上 ($f = 0$) は塑性状態を表し、 $f > 0$ の状態は存在しない。

ここでいう負荷とは応力の変化に対して塑性ひずみが発生することをいう。負荷条件は以下のよう
に区分される。

$$\begin{aligned} f = 0, \quad df|_{\xi_k = \text{const.}} > 0 &\rightarrow \text{負荷} \\ f = 0, \quad df|_{\xi_k = \text{const.}} < 0 &\rightarrow \text{除荷} \\ f = 0, \quad df|_{\xi_k = \text{const.}} = 0 &\rightarrow \text{中立負荷} \end{aligned}$$

ある応力状態 (σ_{ij}) から塑性流動を起こさせるような微小応力増分 ($d\sigma_{ij}$) を受けた状態 ($\sigma_{ij} + d\sigma_{ij}$) に変化したとする。応力の変化につれて ξ_k も変化するので、両状態での降伏曲面は次式で与えられる。

$$f(\sigma_{ij}, \xi_k) = 0 \quad (2.57)$$

$$f(\sigma_{ij} + d\sigma_{ij}, \xi_k + d\xi_k) = 0 \quad (2.58)$$

負荷関数が σ_{ij}, ξ_k に関して微分可能であるとき、式(2.57)、式(2.58)をとともに満足するには負荷関数の全微分が 0 でなければならない。すなわち次式が成り立つ必要がある。

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} d\sigma'_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \xi_k} d\xi_k = 0 \quad (2.59)$$

これを適合条件 (consistency condition) と呼ぶ。降伏関数は式(2.14)から、

$$f = f(\sigma_{ij}, \chi_{ij}^*) = \left\{ (\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*)(\eta_{ij}^* + \chi_{ij}^*) \right\}^{\frac{1}{2}} - k = 0 \quad (2.60)$$

で与えられるスカラー関数であるが、式(2.14)では、 χ_{ij}^* を負荷履歴を表すパラメータとする。従って適合条件は次式で与えられる。

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} d\sigma'_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \chi_{ij}^*} d\chi_{ij}^* = 0 \quad (2.61)$$

式(2.15)を式(2.61)に代入すると

$$\frac{\partial f}{\partial \chi_{ij}^*} d\chi_{ij}^* = \frac{\partial f}{\partial \chi_{ij}^*} B^* (A^* d\epsilon_{ij}^p - \chi_{ij}^* d\gamma^{p*}) \quad (2.62)$$

骨格応力増分～ひずみ増分関係は式(2.40)に示したとおり弾性ひずみ成分と塑性ひずみ成分に分割して考えているが、両者は一般に直列しているという仮定に基づいている。従って、 D_{ijkl}^{ep} , D_{ijkl}^e , D_{ijkl}^p をそれぞれ、全ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{kl}$, 弾性ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{kl}^e$, 塑性ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{kl}^p$ と、骨格応力増分テンソル $d\sigma'_{ij}$ を関連付ける 4 階テンソルとすると

$$d\sigma'_{ij} = D_{ijkl}^{ep} d\epsilon_{kl} = D_{ijkl}^e d\epsilon_{kl}^e + D_{ijkl}^p d\epsilon_{kl}^p \quad (2.63)$$

上式は次のようにも書ける

$$d\sigma'_{ij} = D_{ijkl}^e d\epsilon_{kl}^e + D_{ijkl}^p (d\epsilon_{kl} - d\epsilon_{kl}^p) \quad (2.64)$$

式(2.28)、式(2.64)を式(2.62)に代入して

$$f = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e (d\epsilon_{kl} - d\epsilon_{kl}^p) + 2b \frac{\partial f}{\partial \chi_{ij}^*} B^* \left\{ A^* \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} - \chi_{ij}^* \left(\frac{\partial g}{\partial s_{kl}} \cdot \frac{\partial g}{\partial s_{kl}} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} = 0 \quad (2.65)$$

ここで、塑性ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{kl}^p$ は以下のように以下のように書ける。

$$d\varepsilon_{kl}^p = d\varepsilon_{kl}^p + d\varepsilon_{pp}^p \frac{1}{3} \delta_{kl} \quad (2.66)$$

式(2.28), 式(2.29)を式(2.66)に代入すると以下ようになる.

$$d\varepsilon_{kl}^p = 2b \frac{\partial g}{\partial s_{kl}} + (3a + 2b) \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{kl}}{3} \quad (2.67)$$

ここで式(2.36)を変形すると次式が得られる.

$$a = \frac{2}{3} (D^* - 1) \quad (2.68)$$

これを式(2.67)に代入すると

$$d\varepsilon_{kl}^p = 2b \frac{\partial g}{\partial s_{kl}} + 2bD^* \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{kl}}{3} \quad (2.69)$$

となる. さらにこれを式(2.65)に代入して整理すると

$$\begin{aligned} & \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl} \\ &= 2b \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e \left(\frac{\partial g}{\partial s_{kl}} + D^* \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{ij}}{3} \right) - B^* \frac{\partial f}{\partial \chi_{ij}^*} \left(A^* \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} - \chi_{ij}^* \left(\frac{\partial g}{\partial s_{kl}} \cdot \frac{\partial g}{\partial s_{kl}} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right\} \end{aligned} \quad (2.70)$$

従って, $2b$ は硬化関数 h を用いて次のように表される.

$$2b = \frac{1}{h} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl} \quad (2.71)$$

ここで, は次式である.

$$h = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e \left(\frac{\partial g}{\partial s_{kl}} + D^* \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{ij}}{3} \right) - B^* \frac{\partial f}{\partial \chi_{ij}^*} \left(A^* \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} - \chi_{ij}^* \left(\frac{\partial g}{\partial s_{kl}} \cdot \frac{\partial g}{\partial s_{kl}} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \quad (2.72)$$

以上より, 骨格応力増分～ひずみ増分関係は次のように得られる.

$$\begin{aligned} d\sigma'_{ij} &= D_{ijkl}^e (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p) = D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl} - D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl}^p \\ &= D_{ijkl}^e \left\{ d\varepsilon_{kl} - 2b \left(\frac{\partial g}{\partial s_{kl}} + D^* \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{ij}}{3} \right) \right\} \\ &= \left\{ D_{ijkl}^e - \frac{1}{h} D_{ijmn}^e \left(\frac{\partial g}{\partial s_{mn}} + D^* \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{mn}}{3} \right) \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{pq}} D_{pqkl}^e \right\} d\varepsilon_{kl} \end{aligned} \quad (2.73)$$

参考文献

- 1) Armstrong, P.J. and Frederick, C.O.: A mathematical representation of the multiaxial Bauschinger effect, C.E.G.B. Report RD/B/N 731, 1966.
- 2) Chaboche, J.L. and Rousselier, G.: On the plastic and viscoplastic constitutive equations Part I and Part II, Journal of Pressure Vessel Technology, Transactions of the ASME, Vol.105, pp.153-164, 1983.
- 3) 古家幸司, 岡二三生, 角南進, 日置和昭: 構造の変化を考慮した砂の弾塑性構成式と締固め砂杭改良地盤への適用, 第 38 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1097-1098, 2003.
- 4) Kimoto, S. and Oka, F.: An elasto-viscoplastic model for clay considering destructuralization and consolidation analysis of unstable behavior, Soils and Foundations, Vol.45, No.2, pp.29-42, 2005.
- 5) Naghdi, P.M. and Trapp, J.A.: Restrictions on constitutive equations of finitely deformed elasto-plastic materials, Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics, Vol.28, Pt.1, pp.25-46, 1975.
- 6) Oka, F. and Washizu, H.: Constitutive equations for sand and overconsolidated clays, Proc. Int. Conference on Recent Advances in Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Prakash, S. ed., 1, pp.71-74, 1981.
- 7) Oka, F.: Constitutive equations for granular materials in cyclic loadings, Proc IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials, Delft, Vermeer, P.A. and Luger, H.J. eds., Balkema, pp. 297-306, 1982.
- 8) Oka, F.: A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, Proc. 4th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Swansea, Pande, G.N. and Pietruszczak, S. eds., 1, Balkema, pp.105-114, 1992.
- 9) 岡二三生, 八嶋厚, 加藤満, 後藤宇: 非線形移動硬化則を用いた砂の繰返し弾塑性構成式の拡張, 第 28 回土質工学研究発表会発表講演集, pp.489-490, 1993.
- 10) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elastoplastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 11) Oka, F., Furuya, K. and Uzuoka, R.: Numerical simulation of cyclic behavior of dense sand using a cyclic elasto-plastic model, Proceedings of Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena, Th. Triantafyllidis ed., A.A. Balkema Pub Co, pp.85-90, 2004.
- 12) Oka, F., Kodaka, T., Kimoto, S., Kim, Y.-S. and Yamasaki, N.: A multi-phase coupled FE analysis using an elasto-viscoplastic model for unsaturated soil, Geomechanics II, Geotechnical Special Publication, ASCE, Proc. 2nd US-Japan workshop on Geomechanics, pp.124-131, 2006.
- 13) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clay, Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Specialty Session No.9, Constitutive equations of soils, pp.163-175, 1977.
- 14) Taguchi, Y., Tateishi, A., Oka, F. and Yashima, A.: A Cyclic elasto-plastic model based on the

generalized flow rule and its application, Proc. 5th Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Davos, Switzerland, Pande, G.N. and Pietruszczak, S. eds., Balkema, pp.57-62, 1995.

- 15) 田口洋輔: 液状化による地盤・基礎構造物の3次元挙動に関する研究, 岐阜大学学位論文, 1997.
- 16) Tateishi, A., Taguchi, Y. Oka, F. and Yashima, A.: An elasto-plastic model for sand and its application under various stress conditions, Proc. of 1st Int. Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Ishihara, K. ed., Balkema, Vol.1, pp.399-404, 1995.
- 17) 渦岡良介: 地盤の液状化発生から流動までを予測対象とする解析手法に関する研究, 岐阜大学学位論文, 2000.

第3章 不飽和地盤材料の支配方程式の定式化と有限要素離散化

3.1 概説

固体力学に基づく土の骨格と間隙水圧の連成問題の場の方程式は、固相と液相の二相から成る飽和多孔質体を扱った Biot の二相混合体理論 (Biot, 1962) により導くことができる。本研究では混合体理論に基づき、固相、液相に加えて気相を考慮する空気・土・水の三相で定式化を行うことにより不飽和を考慮する。また、動的問題を扱うことを念頭に、動的な定式化を行う。この時、土骨格の変位と間隙水圧、間隙空気圧を未知数とする *u-p formulation* を用いる。このため力のつりあい式と連続式が連成しており、不飽和浸透問題と変形解析を同時に扱うことができる。

場の方程式の離散化については、空間離散化には一般に有限要素法 (FEM) が用いられるが、本研究では有限要素法と差分法 (FDM) を用いて、場の方程式の空間離散化を行う。運動方程式の空間的な離散化には有限要素法、連続式の間隙水圧の項の空間的な離散化には差分法 (有限体積法) を用いる。また、時間離散化には Newmark の β 法を用いる。

3.2 場の方程式の定式化における仮定

場の方程式の定式化を、固相の変位と間隙水圧、間隙空気圧を未知数として行う。場の方程式とは、運動方程式と連続式である。定式化にあたって、以下の仮定を設ける。

- (1) ひずみは微小ひずみである
- (2) 間隙率と飽和度の空間勾配は滑らかで十分小さい。
- (3) 液相の固相に対する相対加速度は、固相の加速度と比較して十分小さい。
- (4) 気相の固相に対する相対加速度は、固相の加速度と比較して十分小さい。
- (5) 液相と気相の相互作用は考慮しない。
- (6) 固相を構成する土粒子は非圧縮性である。
- (7) 温度変化は考慮しない。

3.3 混合体の質量密度

ここでは土粒子と間隙水と間隙空気で構成される三相系材料の密度を各層に対して定義する。混合体の密度を ρ 、固相の見かけの密度を $\bar{\rho}^s$ 、液相の見かけの密度を $\bar{\rho}^f$ 、気相の見かけの密度を $\bar{\rho}^a$ とすると次式が成り立つ。

$$\rho = \bar{\rho}^s + \bar{\rho}^f + \bar{\rho}^a \quad (3.1)$$

ここで、固相構成土粒子の密度 ρ^s 、間隙液体の密度 ρ^f 、間隙気体の密度 ρ^a 、間隙率 n 、飽和度をを用いると、各相の見かけの密度を以下のように表現できる。

$$\bar{\rho}^s = (1 - n)\rho^s \quad (3.2)$$

$$\bar{\rho}^f = n S_r \rho^f \quad (3.3)$$

$$\bar{\rho}^a = n(1 - S_r) \rho^a \quad (3.4)$$

3.4 混合体の分応力

次に、各相に作用する応力テンソルについて説明する．まず全応力テンソルが各相の分応力テンソルの総和で表されると仮定すると次式が成り立つ．

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^s + \sigma_{ij}^f + \sigma_{ij}^a \quad (3.5)$$

ここで、 σ_{ij} は全応力テンソル、 σ_{ij}^s は固相の分応力テンソル、 σ_{ij}^f は液相の分応力テンソル、 σ_{ij}^a は気相の分応力テンソルである．間隙を流れる流体に伝わるせん断応力は非常に小さく無視できるものと仮定し、不飽和状態での液相、気相および固相の応力テンソルは次のように仮定できる．

$$\sigma_{ij}^f = -n S_r p^f \delta_{ij} \quad (3.6)$$

$$\sigma_{ij}^a = -n(1 - S_r) p^a \delta_{ij} \quad (3.7)$$

$$\sigma_{ij}^s = \sigma'_{ij} - (1 - n) S_r p^f \delta_{ij} - (1 - n)(1 - S_r) p^a \delta_{ij} \quad (3.8)$$

式(3.5)に式(3.6)～式(3.8)を代入すると、

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} + P^F \delta_{ij}, \quad P^F = S_r p^f + (1 - S_r) p^a \quad (3.9)$$

ここで、 P^F は平均間隙圧である．上式で骨格応力テンソル σ'_{ij} を定義する．ここで、 δ_{ij} は Kronecker のデルタである．ここで p^f 、 p^a はそれぞれ液相、気相にはたらく圧力である．ただし、応力の符号は引張りを正とする．したがって、圧力である p^f および p^a は圧縮を正とする．

ここで $S_r p^f + (1 - S_r) p^a$ は間隙流体の平均圧力である．すなわち、 σ'_{ij} は全応力から平均間隙圧を引いたものとしてあらわされるため、これが土骨格にはたらく応力であるとし、これが式(2.1)で示した骨格応力(skeleton stress)である．式(3.9)の σ'_{ij} を骨格応力と呼ぶ理由は、基本的に不飽和土の取り扱いには、応力変数として式(3.9)と本構成式中にサクシヨン ($P^c = P^a - P^w$) を用いる必要があり、式(3.9)のみでは不飽和土の挙動の表現はできないと考えるからである (Jommi, 2000 ; Gallipoli, 2003 ; Oka ら, 2006 ; Kimoto ら, 2007 ; Oka ら, 2007a ; Oka ら, 2008)．土の構成式のパラメータ (例えば圧密降伏応力) などはサクシヨンの関数とする必要がある (第2章参照)．

3.5 質量保存則

固相、液相、気相に対する質量保存則の局所形は以下のように表せる．

$$\frac{\partial \bar{\rho}^s}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{\rho}^s \dot{u}_i^s)}{\partial x_i} = 0 \quad (3.10)$$

$$\frac{\partial \bar{\rho}^f}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{\rho}^f \dot{u}_i^f)}{\partial x_i} = 0 \quad (3.11)$$

$$\frac{\partial \bar{\rho}^a}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{\rho}^a \dot{u}_i^a)}{\partial x_i} = 0 \quad (3.12)$$

ここで、 \dot{u}_i^s 、 \dot{u}_i^f 、 \dot{u}_i^a は、それぞれ固相、液相、気相の速度である．

3.6 運動量保存則

固相，液相，気相に対する運動量保存則の局所形は以下のように表される．

$$\text{固相： } \bar{\rho}^s \ddot{u}_i^s - Q_i - R_i = \frac{\partial \sigma_{ij}^s}{\partial x_j} + \bar{\rho}^s b_i \quad (3.13)$$

$$\text{液相： } \bar{\rho}^f \ddot{u}_i^f + R_i - S_i = \frac{\partial \sigma_{ij}^f}{\partial x_j} + \bar{\rho}^f b_i \quad (3.14)$$

$$\text{気相： } \bar{\rho}^a \ddot{u}_i^a + S_i + Q_i = \frac{\partial \sigma_{ij}^a}{\partial x_j} + \bar{\rho}^a b_i \quad (3.15)$$

ここに， Q_i は気相の固相に対する相対運動に伴うエネルギーの消散， R_i は液相の固相に対する相対運動に伴うエネルギーの消散， S_i は気相の液相に対する相対運動に伴うエネルギーの消散， b_i は物体力を表す項である． R_i と Q_i は次のように定義される． なお， S_i は仮定(5)より考慮しない．

$$R_i = nS_r \frac{\gamma_w}{k^f} \dot{w}_i^f \quad (3.16)$$

$$Q_i = n(1-S_r) \frac{\rho^a g}{k^a} \dot{w}_i^a \quad (3.17)$$

ここに， k^f および k^a はそれぞれ透水係数および透気係数で，等方的と仮定してスカラーとする． また， \dot{w}_i^f は液相の固相に対する平均的な相対速度ベクトル， \dot{w}_i^a は気相の固相に対する平均的な相対速度ベクトルであり以下のように定義する．

$$\dot{w}_i^f = nS_r (\dot{u}_i^f - \dot{u}_i^s) \quad (3.18)$$

$$\dot{w}_i^a = n(1-S_r) (\dot{u}_i^a - \dot{u}_i^s) \quad (3.19)$$

式(3.18)を用いて式(3.14)を変形する．

$$\bar{\rho}^f (\ddot{u}_i^s + \frac{1}{nS_r} \dot{w}_i^f) + R_i = \frac{\partial \sigma_{ij}^f}{\partial x_j} + \bar{\rho}^f b_i \quad (3.20)$$

仮定(1)，仮定(2)，式(3.3)，式(3.16)より，上式は次のように変形できる．

$$nS_r \rho^f \ddot{u}_i^s + nS_r \frac{\gamma_w}{k^f} \dot{w}_i^f = -nS_r \frac{\partial p^f}{\partial x_i} + nS_r \rho^f b_i \quad (3.21)$$

この式をさらに整理すると，液相の固相に対する平均的な相対速度ベクトルは以下のようになる．

$$\dot{w}_i^f = -\frac{k^f}{\gamma_w} \left(\frac{\partial p^f}{\partial x_i} + \rho^f \ddot{u}_i^s - \rho^f b_i \right) \quad (3.22)$$

同様にして，気相の固相に対する平均的な相対速度ベクトルを求めると次のようになる

$$\dot{w}_i^a = -\frac{k^a}{\rho^a g} \left(\frac{\partial p^a}{\partial x_i} + \rho^a \ddot{u}_i^s - \rho^a b_i \right) \quad (3.23)$$

3.7 運動方程式

以上の基礎式を基に，混合体に対する運動方程式を誘導する．

運動量保存式の式(3.13)～式(3.15)の両辺をそれぞれ加えると、混合体に対する運動量保存則が次式のように得られる。

$$\bar{\rho}^s \ddot{u}_i^s + \bar{\rho}^f \ddot{u}_i^f + \bar{\rho}^a \ddot{u}_i^a = \left(\frac{\partial \sigma_{ij}^s}{\partial x_j} + \frac{\partial \sigma_{ij}^f}{\partial x_j} + \frac{\partial \sigma_{ij}^a}{\partial x_j} \right) + (\bar{\rho}^s + \bar{\rho}^f + \bar{\rho}^a) b_i \quad (3.24)$$

ここで式(3.24)に、式(3.1)、式(3.2)、式(3.3)、式(3.5)を代入して整理すると次のようになる。

$$\rho \ddot{u}_i^s + n S_r \rho^f (\ddot{u}_i^f - \ddot{u}_i^s) + n(1 - S_r) \rho^a (\ddot{u}_i^a - \ddot{u}_i^s) = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i \quad (3.25)$$

仮定(3)、仮定(4)から、

$$\ddot{u}_i^s \gg (\ddot{u}_i^f - \ddot{u}_i^s) \quad (3.26)$$

$$\ddot{u}_i^s \gg (\ddot{u}_i^a - \ddot{u}_i^s) \quad (3.27)$$

であるので、式(3.25)の第2項と第3項を無視すると次式が得られる。

$$\rho \ddot{u}_i^s = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i \quad (3.28)$$

この式が混合体に対する運動方程式となる。

3.8 連続式

3.8.1 液相の連続式

質量保存則の式(3.10)、式(3.11)にそれぞれ式(3.2)、式(3.3)を代入して展開すると以下の式が得られる。

$$(1-n) \frac{\partial \rho^s}{\partial t} + \rho^s \frac{\partial(1-n)}{\partial t} + \rho^s \frac{\partial \{(1-n) \dot{u}_i^s\}}{\partial x_i} + (1-n) \dot{u}_i^s \frac{\partial \rho^s}{\partial x_i} = 0 \quad (3.29)$$

$$n S_r \frac{\partial \rho^f}{\partial t} + \rho^f \frac{\partial(n S_r)}{\partial t} + \rho^f \frac{\partial(n S_r \dot{u}_i^f)}{\partial x_i} + n S_r \dot{u}_i^f \frac{\partial \rho^f}{\partial x_i} = 0 \quad (3.30)$$

ここで、式(3.29)× $S_r \rho^f / \rho^s$ より次式が得られる。

$$S_r (1-n) \frac{\rho^f}{\rho^s} \frac{\partial \rho^s}{\partial t} + S_r \rho^f \frac{\partial(1-n)}{\partial t} + S_r \rho^f (1-n) \frac{\partial \dot{u}_i^s}{\partial x_i} + S_r \frac{\rho^f}{\rho^s} (1-n) \dot{u}_i^s \frac{\partial \rho^s}{\partial x_i} = 0 \quad (3.31)$$

間隙率および飽和度の空間に対する勾配は十分小さいとし、式(3.30)、式(3.31)を両辺加えると以下のようになる。

$$\begin{aligned} & S_r \rho^f \left(\frac{\partial(1-n)}{\partial t} + \frac{\partial n}{\partial t} \right) + \rho^f \frac{\partial \{n S_r (\dot{u}_i^f - \dot{u}_i^s)\}}{\partial x_i} + S_r \rho^f \frac{\partial \dot{u}_i^s}{\partial x_i} \\ & + n S_r \left(\frac{\partial \rho^f}{\partial t} + \dot{u}_i^f \frac{\partial \rho^f}{\partial x_i} \right) + n \rho^f \frac{\partial S_r}{\partial t} + S_r (1-n) \frac{\rho^f}{\rho^s} \left(\frac{\partial \rho^s}{\partial t} + \dot{u}_i^s \frac{\partial \rho^s}{\partial x_i} \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.32)$$

式(3.32)の第1項はゼロである。また仮定(6)より最終項もゼロである。第4項で ρ^f の時間微分を考慮して、両辺を ρ^f で除すると次式が得られる。

$$\frac{\partial \{nS_r(\dot{u}_i^f - \dot{u}_i^s)\}}{\partial x_i} + S_r \dot{\varepsilon}_{ii}^s + nS_r \frac{\dot{\rho}^f}{\rho^f} + n\dot{S}_r = 0 \quad (3.33)$$

ここで式(3.22), 液相の構成則 ($p^f = -K^f \varepsilon_{ii}^f$; K^f は液相の体積弾性係数) を上式に代入すると, 液相の連続式が得られる.

$$-\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\frac{k^f}{\gamma_w} \left(\frac{\partial p^f}{\partial x_i} + \rho^f \ddot{u}_i^s - \rho^f b_i \right) \right] + S_r \dot{\varepsilon}_{ii}^s + n\dot{S}_r + nS_r \frac{\dot{\rho}^f}{K^f} = 0 \quad (3.34)$$

ここで, 飽和度の時間変化について考える. 飽和度は水分特性曲線より圧力水頭の関数であると考えられる. ゆえに次式のような変形を行うことができる.

$$n\dot{S}_r = n \frac{dS_r}{d\theta} \frac{d\theta}{d\psi} \frac{d\psi}{d\rho^f} \dot{\rho}^f = n \frac{1}{n} C \frac{1}{\gamma_w} \dot{\rho}^f = \frac{C}{\gamma_w} \dot{\rho}^f \quad (3.35)$$

ここに, θ は体積含水率, ψ は圧力水頭, C は比水分容量である. 比水分容量とは単位水圧変化に対する土壌水分率の変化率のことであり, $C = d\theta/dh$ で表される. 式(3.34)に式(3.35)を代入して整理すると次式のようになる.

$$-\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\frac{k^f}{\gamma_w} \left(\frac{\partial p^f}{\partial x_i} + \rho^f \ddot{u}_i^s - \rho^f b_i \right) \right] + S_r \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \left(\frac{nS_r}{K^f} + \frac{C}{\gamma_w} \right) \dot{\rho}^f = 0 \quad (3.36)$$

間隙水の見かけの体積弾性係数 \bar{K}^f を次式で定義する.

$$\bar{K}^f = \frac{S_r}{K^f} + \frac{C}{n\gamma_w} \quad (3.37)$$

以上より最終的な液相の連続式は以下のようになる.

$$-\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\frac{k^f}{\gamma_w} \left(\frac{\partial p^f}{\partial x_i} + \rho^f \ddot{u}_i^s - \rho^f b_i \right) \right] + S_r \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{\bar{K}^f} \dot{\rho}^f = 0 \quad (3.38)$$

3.8.2 気相の連続式

液相の場合と同様に式(3.10), 式(3.12)にそれぞれ式(3.2), 式(3.4)を代入して展開すると以下の式が得られる.

$$(1-n) \frac{\partial \rho^s}{\partial t} + \rho^s \frac{\partial(1-n)}{\partial t} + \rho^s \frac{\partial \{ (1-n) \dot{u}_i^s \}}{\partial x_i} + (1-n) \dot{u}_i^s \frac{\partial \rho^s}{\partial x_i} = 0 \quad (3.39)$$

$$n(1-S_r) \frac{\partial \rho^a}{\partial t} + \rho^a \frac{\partial \{ n(1-S_r) \}}{\partial t} + \rho^a \frac{\partial \{ n(1-S_r) \dot{u}_i^a \}}{\partial x_i} + n(1-S_r) \dot{u}_i^a \frac{\partial \rho^a}{\partial x_i} = 0 \quad (3.40)$$

ここで, 式(3.39) $\times (1-S_r) \rho^a / \rho^s$ より次式が得られる.

$$(1-S_r)(1-n) \frac{\rho^a}{\rho^s} \frac{\partial \rho^s}{\partial t} + (1-S_r) \rho^a \frac{\partial(1-n)}{\partial t} + (1-S_r)(1-n) \rho^a \frac{\partial \dot{u}_i^s}{\partial x_i} + (1-S_r)(1-n) \dot{u}_i^s \frac{\rho^a}{\rho^s} \frac{\partial \rho^s}{\partial x_i} = 0 \quad (3.41)$$

間隙率および飽和度の空間に対する勾配は十分小さいとし, 式(3.40), 式(3.41)を両辺加えると以下のようになる.

$$\begin{aligned}
& (1-S_r)\rho^a \left(\frac{\partial(1-n)}{\partial t} + \frac{\partial n}{\partial t} \right) + \rho^a \frac{\partial \{n(1-S_r)(\dot{u}_i^a - \dot{u}_i^s)\}}{\partial x_i} + (1-S_r)\rho^a \frac{\partial \dot{u}_i^s}{\partial x_i} \\
& + n(1-S_r) \left(\frac{\partial \rho^a}{\partial t} + \dot{u}_i^a \frac{\partial \rho^a}{\partial x_i} \right) - n\rho^a \frac{\partial S_r}{\partial t} + (1-S_r)(1-n) \frac{\rho^a}{\rho^s} \left(\frac{\partial \rho^s}{\partial t} + \dot{u}_i^s \frac{\partial \rho^s}{\partial x_i} \right) = 0
\end{aligned} \tag{3.42}$$

式(3.42)の第1項はゼロである。また仮定(6)より最終項もゼロである。第4項で ρ^f の時間微分を考慮して、両辺を ρ^f で除すると次式が得られる。

$$\frac{\partial \{n(1-S_r)(\dot{u}_i^a - \dot{u}_i^s)\}}{\partial x_i} + (1-S_r)\dot{\varepsilon}_{ii}^s - n\dot{S}_r + n(1-S_r)\frac{\dot{\rho}^a}{\rho^a} = 0 \tag{3.43}$$

ここで式(3.19), 気相の構成則 ($p^a = -K^a \varepsilon_{ii}^a$; K^a は気相の体積弾性係数)を上式に代入すると, 気相の連続式が得られる。

$$-\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\frac{k^a}{\rho^a g} \left(\rho^a \ddot{u}_i^s + \frac{\partial p^a}{\partial x_i} - \rho^a b_i \right) \right] + (1-S_r)\dot{\varepsilon}_{ii}^s - n\dot{S}_r + n(1-S_r)\frac{\dot{p}^a}{K^a} = 0 \tag{3.44}$$

3.8.3 本研究における連続式の取り扱い

上記によりつりあい式および液相, 気相の連続式が導かれた。このまま間隙空気圧を未知数として取り扱う手法もあるが (Oka ら, 2010), 本研究では気相の連続式を以下のように取り扱う。

気体を弾性体とみなし, 気体の構成則が $p^a = -K^a \varepsilon_{ii}^a$ (K^a は気相の体積弾性係数)であるとする, 式(3.44)の両辺に K^a を乗じて次式が得られる。

$$K^a \left\{ -\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\frac{k^a}{\rho^a g} \left(\rho^a \ddot{u}_i^s + \frac{\partial p^a}{\partial x_i} - \rho^a b_i \right) \right] + (1-S_r)\dot{\varepsilon}_{ii}^s - n\dot{S}_r \right\} + n(1-S_r)\dot{p}^a = 0 \tag{3.45}$$

ここで, 期待の圧縮性が非常に高いと仮定すると, K^a は以下ようになる。

$$K^a \approx 0 \tag{3.46}$$

また, 気体の構成則 $p^a = -K^a \varepsilon_{ii}^a$ より次式が言える。

$$p^a \approx 0 \tag{3.47}$$

ゆえに, 期待の圧縮性が非常に高い場合, 初期状態で気圧が大気圧に等しいとし $p^a = 0$ とすれば, 常に $p^a = 0$ となる。つまり, 液相の連続式と連成させた場合において, この仮定下では液相の連続式のみで気相の連続式も常に満足されていることとなる。以下, これを簡易三相系手法と呼ぶ (Oka ら, 2007b ; 加藤ら, 2009 ; Kato ら, 2009)。

3.9 空間離散化

三相系簡易法における運動方程式と連続式を改めて書くと以下ようになる。(以下, 気相の連続式は考慮しないため, 間隙水圧を $p(=p^f)$, 液相の透水係数を $k(=k^f)$ と書く)

$$\text{運動方程式} \quad \rho \ddot{u}_i^s = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i \tag{3.48}$$

$$\text{連続式} \quad -\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\frac{k}{\gamma_w} (\rho^f \ddot{u}_i^s + \frac{\partial p^f}{\partial x_i} - \rho^f b_i) \right] + S_r \dot{\epsilon}_{ii}^s + \frac{n}{K^f} \dot{p} = 0 \quad (3.49)$$

ここでは変位は各節点で定義し、間隙水圧は要素内で一定値として要素重心で定義される。また、応力とひずみも次数低減積分を用いて要素重心で定義する。この式は、Zienkiewicz ら (1999) が、水の真の密度に対して見かけの密度で置き換え、二相系の連続式を拡張した簡易な不飽和土の連続式とは、(3.49)式の2項目に飽和度が係数として入っている点が異なっていることに注意したい。

空間離散化にあたり、固相の変位と間隙水圧に対して以下のような境界条件を仮定する。

- (1) 固相の変位境界: $u_i^s = \bar{u}_i^s \quad \text{on } S_u$
- (2) 固相の応力境界: $\sigma_{ij} n_j = \bar{T}_i \quad \text{on } S_t$
- (3) 水圧境界: $p = \bar{p} \quad \text{on } S_p$
- (4) 流量境界: $-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial x_i} n_i = \bar{q} \quad \text{on } S_q$

以下では、有限要素法を用いて運動方程式と連続式の空間離散化を行う。なお、連続式の間隙水圧については差分法概念を用いて空間離散化を行う。

3.9.1 運動方程式の空間離散化

式(3.48)に変位境界上で $\delta u_i^s = 0$ となる任意の重み関数 δu_i^s (仮想変位) を乗じて、領域 V に対して積分すれば以下の弱形式が得られる。

$$\int_V \left(\rho \ddot{u}_i^s - \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - \rho b_i \right) \delta u_i^s dV = 0 \quad (3.50)$$

ここで左辺第2項を部分積分し変位境界条件を考慮すれば、Gauss の発散定理 ($\int_V \text{div} A dV = \int_S A \cdot n dS$,

ただし div は発散) より、

$$\begin{aligned} (\text{左辺第2項}) &= \int_V \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} \delta u_i^s dV \\ &= \int_V \frac{\partial (\sigma_{ij} \delta u_i^s)}{\partial x_j} dV - \int_V \sigma_{ij} \frac{\partial \delta u_i^s}{\partial x_j} dV \\ &= \int_{S_t} \sigma_{ij} n_j \delta u_i^s dS - \int_V \sigma_{ij} \frac{\partial \delta u_i^s}{\partial x_j} dV \end{aligned} \quad (3.51)$$

ここに、 n_j は曲面 S_t の外向き法線ベクトルである。よって式(3.50)は以下ようになる。

$$\int_V (\rho \ddot{u}_i^s - \rho b_i) \delta u_i^s dV - \int_{S_t} \sigma_{ij} n_j \delta u_i^s dS + \int_V \sigma_{ij} \frac{\partial \delta u_i^s}{\partial x_j} dV = 0 \quad (3.52)$$

ここで、式(3.52)の左辺第3項は骨格応力の定義 ($\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} - S_r p \delta_{ij}$) より、

$$\int_V \sigma_{ij} \frac{\partial \delta u_i^s}{\partial x_j} dV = \int_V \sigma'_{ij} \frac{\partial \delta u_i^s}{\partial x_j} dV - \int_V S_r p \delta_{ij} \frac{\partial \delta u_i^s}{\partial x_j} dV \quad (3.53)$$

また、仮想ひずみテンソル $\delta \epsilon_{ij}^s$ は以下のように表せる。

$$\delta \varepsilon_{ij}^s = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \delta u_i^s}{\partial x_j} + \frac{\partial \delta u_j^s}{\partial x_i} \right) \quad (3.54)$$

式(3.53), 式(3.54)と骨格応力テンソルの対称性($\sigma'_{ij} = \sigma'_{ji}$)を考慮すれば, 式(3.52)の左辺第 3 項は以下のようになる.

$$\int_V \sigma_{ij} \frac{\partial \delta u_i^s}{\partial x_j} dV = \int_V \sigma'_{ij} \delta \varepsilon_{ij}^s dV - \int_V S_r p \delta \varepsilon_{ii}^s dV \quad (3.55)$$

以上より, 式(3.52)に固相の応力境界 $\sigma_{ij} n_j = \bar{T}_i$ と式(3.55)を代入すると, 次式が得られる.

$$\int_V \rho \ddot{u}_i^s \delta u_i^s dV + \int_V \sigma'_{ij} \delta \varepsilon_{ij}^s dV - \int_V S_r p \delta \varepsilon_{ii}^s dV = \int_V \rho b_i \delta u_i^s dV + \int_{S_r} \bar{T}_i \delta u_i^s dS \quad (3.56)$$

これが領域 V に対して得られた運動方程式の弱形式表現である. ここで以下の有限要素法による離散化のために式(3.56)をベクトル表示すると以下のようになる.

$$\begin{aligned} \int_V \rho \{\delta u^s\}^T \{\ddot{u}^s\} dV + \int_V \{\delta \varepsilon^s\}^T \{\sigma'\} dV - \int_V S_r p \delta \varepsilon_v^s dV \\ = \int_V \rho \{\delta u^s\}^T \{b\} dV + \int_{S_r} \{\delta u^s\}^T \{\bar{T}\} dS \end{aligned} \quad (3.57)$$

ここで増分形の非線形構成則を導入するために, 現在の時刻 $t + \Delta t$ における骨格応力ベクトル $\{\sigma'\}$ を, 1 ステップ前の時刻 t における骨格応力ベクトル $\{\sigma'\}_t$ とその増分 $\{\Delta \sigma'\}$ を用いて次のように表す.

$$\{\sigma'\} = \{\sigma'\}_t + \{\Delta \sigma'\} \quad (3.58)$$

式(3.58)を式(3.57)に代入すると次のようになる.

$$\begin{aligned} \int_V \rho \{\delta u^s\}^T \{\ddot{u}^s\} dV + \int_V \{\delta \varepsilon^s\}^T \left(\{\sigma'\}_t + \{\Delta \sigma'\} \right) dV - \int_V S_r p \delta \varepsilon_v^s dV \\ = \int_V \rho \{\delta u^s\}^T \{b\} dV + \int_{S_r} \{\delta u^s\}^T \{\bar{T}\} dS \end{aligned} \quad (3.59)$$

以下では具体的に有限要素の節点 N における変位ベクトル $\{u_N\}$ と要素重心での間隙水圧 P_E を未知数とする方程式に展開する. まず, 節点 N の変位ベクトル $\{u_N\}$ と要素内の固相の変位ベクトル $\{u^s\}$ の関係は形状マトリックス $[N]$ を用いて次式のように表せる.

$$\{u^s\} = [N] \{u_N\} \quad (3.60)$$

また, 間隙水圧は Christian 流の定式化に従い, 要素内で一定値(0 次の形状関数)として定義する. 要素重心での間隙水圧 P_E と 0 次の形状関数 $N_p (=1)$ を用いると間隙水圧は以下のようになる.

$$p = N_p P_E = P_E \quad (3.61)$$

次にひずみ量について, 節点の変位ベクトル $\{u_N\}$ を用いて表す. 要素のひずみベクトル $\{\varepsilon^s\}$ は, 変位をひずみに変換するマトリックス $[L]$ を用いて以下のよう表せる.

$$\{\varepsilon^s\} = [L] \{u^s\} \quad (3.62)$$

ここに, $[L]$ は変位をひずみに変換するマトリックスである. 式(3.62)に式(3.60)を代入すると, 次式が得られる.

$$\{\varepsilon^s\} = [L][N]\{u_N\} = [B]\{u_N\} \quad (3.63)$$

また、節点の仮想変位ベクトル $\{\delta u_N\}$ についても変位ベクトル $\{u_N\}$ と同じ形状関数 $[N]$ を用いる(ガラーキン法)と次式の様に表せる。

$$\{\delta u^s\} = [N]\{\delta u_N\} \quad (3.64)$$

要素の仮想体積ひずみ $\delta \varepsilon_{ii}^s$ は、仮想変位ベクトル $\{\delta u_N\}$ を用いて次式のようになる。

$$\delta \varepsilon_{ii}^s = \delta \varepsilon_v^s = \{B_v\}^T \{\delta u_N\} = \{\delta u_N\}^T \{B_v\} \quad (3.65)$$

ここに、 $\{B_v\}$ は要素の節点変位を要素の体積ひずみに変換するベクトルである。最後に式(2.3)を同様の表記で書き換えると次式のようになる。

$$\{\Delta \sigma'\} = [D]\{\Delta \varepsilon^s\} = [D][B]\{\Delta u_N\} \quad (3.66)$$

ここに $\{\Delta u_N\}$ は節点の変位増分ベクトルである。

以上より、式(3.59)にあるものは全て、変位ベクトル $\{u_N\}$ と要素重心での間隙水圧 P_E で表すことができたので、これら(式(3.60), 式(3.61), 式(3.63)～式(3.66))を式(3.59)に代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \{\delta u_N\}^T \int_{V_e} \rho [N]^T [N] dV \{\ddot{u}_N\} + \{\delta u_N\}^T \int_{V_e} [B]^T [D][B] dV \{\Delta u_N\} - \{\delta u_N\}^T \int_{V_e} \{B_v\} dV S_r P_E \\ & = \{\delta u_N\}^T \int_{V_e} \rho [N]^T \{b\} dV + \{\delta u_N\}^T \int_{S_{te}} [N]^T \{\bar{T}\} dS - \{\delta u_N\}^T \int_{V_e} [B]^T \{\sigma'\}_l dV \end{aligned} \quad (3.67)$$

ここに、 V_e は要素の体積、 S_{te} は要素の応力境界である。仮想変位ベクトル $\{\delta u_N\}$ について整理すると、

$$\begin{aligned} & \{\delta u_N\}^T \left(\int_{V_e} \rho [N]^T [N] dV \{\ddot{u}_N\} + \int_{V_e} [B]^T [D][B] dV \{\Delta u_N\} - \int_{V_e} \{B_v\} dV S_r P_E \right) \\ & = \{\delta u_N\}^T \left(\int_{V_e} \rho [N]^T \{b\} dV + \int_{S_{te}} [N]^T \{\bar{T}\} dS - \int_{V_e} [B]^T \{\sigma'\}_l dV \right) \end{aligned} \quad (3.68)$$

となり、この式は任意の仮想変位ベクトル $\{\delta u_N\}$ について成り立つので、要素剛性方程式は次式の様に導ける。

$$\begin{aligned} & \int_{V_e} \rho [N]^T [N] dV \{\ddot{u}_N\} + \int_{V_e} [B]^T [D][B] dV \{\Delta u_N\} - \int_{V_e} \{B_v\} dV S_r P_E \\ & = \int_{V_e} \rho [N]^T \{b\} dV + \int_{S_{te}} [N]^T \{\bar{T}\} dS - \int_{V_e} [B]^T \{\sigma'\}_l dV \end{aligned} \quad (3.69)$$

ここで、式(3.69)の各項の係数を次のように置く。

$$[M] = \int_{V_e} \rho [N]^T [N] dV \quad (3.70)$$

$$[K] = \int_{V_e} [B]^T [D][B] dV \quad (3.71)$$

$$\{K_v\} = \int_{V_e} \{B_v\} dV \quad (3.72)$$

$$\{F\} = \int_{V_e} \rho [N]^T \{b\} dV + \int_{S_{te}} [N]^T \{\bar{T}\} dS \quad (3.73)$$

$$\{R\}_e = \int_{V_e} [B]^T \{\sigma'\}_e dV \quad (3.74)$$

これらの各マトリックスを個々の要素に対して算定した後、要素剛性方程式を要素ごとに重ね合わせるにより、全体剛性方程式を組み立てる。要素に対する積分計算に Gauss の数値積分を用いる。その際、式(3.71)、式(3.74)においては積分点における応力を算定する必要がある。一般に4節点の四角形要素では4つの積分点がいられるが、ここでは応力を評価する積分点を要素重心の1点とする次数低減積分を用いてマトリックスを評価する。これにより要素重心で定義した間隙水圧と応力が1対1に対応することになる。

質量マトリックス式(3.70)は分布質量マトリックスであるが、本解析プログラムでは要素の質量を等分して要素節点にのみ配置する集中質量マトリックスを用いる。すなわち次式のように算定される。

$$[M] = \frac{\rho V_e}{n_e} [I_e] \quad (3.75)$$

ここに、 V_e は要素の体積、 n_e は要素の節点数、 $[I_e]$ は要素の節点の自由度数に対する $2n_e \times 2n_e$ の単位マトリックスである。

さて、式(3.69)において系の減衰は土の構成則の履歴減衰により表現される。しかし微小な振動や高振動数領域での減衰を構成則の履歴減衰だけで表現することは困難である。そこで、節点での速度ベクトルに比例する Rayleigh 減衰マトリックス $[C]$ を式(3.69)に導入する。Rayleigh 減衰マトリックスは質量剛性マトリックス $[M]$ と剛性マトリックス $[K]$ の一次結合として次式のように表す。

$$[C] = \alpha_0 [M] + \alpha_1 [K] \quad (3.76)$$

ここに、 α_0 と α_1 は定数である。

以上より、式(3.69)に式(3.70)～式(3.76)を代入すると次式が得られる。

$$[M]\{\ddot{u}_N\} + [C]\{\dot{u}_N\} + [K]\{\Delta u_N\} - \{K_v\} S_r p_E = \{F\} - \{R\}_e \quad (3.77)$$

次に外力ベクトル $\{F\}$ について考える。系に作用する外力は載荷の前から作用している荷重と載荷中に作用する増分荷重に分けることができる。載荷の前に作用している荷重は主に重力による物体力であり、載荷中に作用する荷重は主に慣性力による物体力である。式(3.73)に示した外力ベクトルを載荷前の荷重と載荷中の増分荷重に分けて記述すると以下のようなになる。

$$\begin{aligned} \{F\} &= \{F_s\} + \{F_d\} \\ &= \left(\int_{V_e} \rho [N]^T \{b_s\} dV + \int_{S_{te}} [N]^T \{\bar{T}_s\} dS \right) + \left(\int_{V_e} \rho [N]^T \{b_d\} dV + \int_{S_{te}} [N]^T \{\bar{T}_d\} dS \right) \end{aligned} \quad (3.78)$$

ここに、 $\{F_s\}$ は載荷前の荷重ベクトル、 $\{F_d\}$ は載荷により増加する荷重ベクトルである。同様に物体力ベクトル $\{b\}$ は $\{b_s\}$ と $\{b_d\}$ に、表面力ベクトル $\{\bar{T}\}$ は $\{\bar{T}_s\}$ と $\{\bar{T}_d\}$ に分割できる。ここで載荷前の荷重を用いて、排水条件のもと静的な運動方程式(つりあい式)による解析(初期応力解析)を考える。初期応力解析での運動方程式は式(3.77)から動的な成分を取り除くことにより次のようになる。

$$[K]\{\Delta u_N\} - \{K_v\} S_r p_{E|t=0} = \{F_s\} - \{R\}_e \quad (3.79)$$

ここに、 $p_{E|t=0}$ は載荷前の初期間隙水圧である。この式は剛性マトリックスの非線形性を考慮してかかれているが、載荷前の骨格応力(初期応力)ベクトル $\{\sigma'\}_{t=0}$ を用いて、運動方程式を変形すると、

$$\int_{V_e} [B]^T \{\sigma'\}_{|t=0} dV - \{K_v\} S_r p_{E|t=0} = \{F_s\} \quad (3.80)$$

となる．ここで式(3.78)，式(3.80)を式(3.77)に代入すると以下ようになる．

$$[M]\{\ddot{u}_N\} + [C]\{\dot{u}_N\} + [K]\{\Delta u_N\} - \{K_v\} S_r p_E = \int_{V_e} [B]^T \{\sigma'\}_{|t=0} dV - \{K_v\} S_r p_{E|t=0} + \{F_d\} - \{R\}_{|t} \quad (3.81)$$

ここで，式(3.74)を参考にして残差ベクトル $\{R_d\}_{|t}$ を次式のようにおく．

$$\{R_d\}_{|t} = \int_{V_e} [B]^T \left(\{\sigma'\}_{|t} - \{\sigma'\}_{|t=0} \right) dV \quad (3.82)$$

式(3.82)を式(3.81)に代入して整理すると次式が得られる．

$$[M]\{\ddot{u}_N\} + [C]\{\dot{u}_N\} + [K]\{\Delta u_N\} - \{K_v\} S_r p_E = \{F_d\} - \{R_d\}_{|t} - \{K_v\} S_r p_{E|t=0} \quad (3.83)$$

不飽和問題では飽和度により土の単位体積重量が変化するため，単位体積重量の増分を荷重として加える必要がある．

$$\{\Delta F_s\} = \int_{V_e} \Delta \bar{\rho} [N]^T \{b_s\} dV \quad (3.84)$$

ここで， Δ は初期状態からの増分という意味を示す．最終的な不飽和問題に拡張された運動方程式の空間離散化された式は以下ようになる．

$$[M]\{\ddot{u}_N\} + [C]\{\dot{u}_N\} + [K]\{\Delta u_N\} - \{K_v\} S_r p_E = \{F_d\} - \{R_d\}_{|t} - \{K_v\} S_r p_{E|t=0} + \{\Delta F_s\} \quad (3.85)$$

3.9.2 連続式の空間離散化

式(3.49)の連続式に対して任意の重み関数 w_p を乗じて，領域 V に対して積分すれば以下の弱形式が得られる．

$$\int_V \left(-\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\frac{k}{\gamma_w} (\rho^f \ddot{u}_i^s + \frac{\partial p}{\partial x_i} - \rho^f b_i) \right] + S_r \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{K^f} \dot{p} \right) w_p dV = 0 \quad (3.86)$$

ここで w_p は対象とする領域で 1.0，領域外で 0.0 を表す関数である．

$$w_p = \begin{cases} 1.0 & \text{領域内} \\ 0.0 & \text{領域外} \end{cases}$$

式(3.86)の左辺第 2 項を部分積分し，Gauss の発散定理 ($\int_V \text{div} A dV = \int_S A \cdot n dS$) より，

$$\begin{aligned} (\text{左辺第 2 項}) &= \int_V \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} w_p dV \\ &= \int_V \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\partial p}{\partial x_i} w_p \right) dV - \int_V \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial x_i} \frac{\partial w_p}{\partial x_i} dV \\ &= \int_{S_q} \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial x_i} n_i w_p dS - \int_V \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial x_i} \frac{\partial w_p}{\partial x_i} dV \end{aligned} \quad (3.87)$$

また，左辺第 3 項にも Gauss の発散定理を使う．

$$(\text{左辺第3項}) = \int_S \frac{k}{\gamma_w} \rho^f b_i n_i w_p dS \quad (3.88)$$

ここに、 n_i は曲面 S の外向き法線ベクトルである。境界条件の弱形式より、

$$\int_{S_q} (q - \bar{q}) w_p dS = 0 \quad (3.89)$$

これを用いて

$$\begin{aligned} \int_V \left(-\frac{k}{\gamma_w} \rho^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s + S_r \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{\bar{K}^f} \dot{p} \right) w_p dV - \int_{S_q} \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial x_i} n_i w_p dS \\ + \int_S \frac{k}{\gamma_w} \rho^f b_i n_i w_p dS + \int_V \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial x_i} \frac{\partial w_p}{\partial x_i} dV = 0 \end{aligned} \quad (3.90)$$

S_p については最終マトリックスで S_p 上での水圧を考慮する。なお、式(3.61)のように間隙水圧は要素重心位置で代表させ、0 次の形状関数に対応している。左辺第4項は0となり、連続式の弱形式は以下になる。

$$\int_V \left(-\frac{k}{\gamma_w} \rho^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s + S_r \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{\bar{K}^f} \dot{p} \right) w_p dV + \int_S \frac{k}{\gamma_w} \rho^f b_i n_i w_p dS - \int_{S_q} \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial x_i} n_i w_p dS = 0 \quad (3.91)$$

ただし、水圧境界についてはマトリックス形式の最終形式(3.110)で考慮する。

以下では具体的に有限要素の節点 N における変位ベクトル $\{u_N\}$ と要素重心での間隙水圧 p_E を未知数とする方程式に展開する。固相の体積ひずみ ε_{ii}^s は、式(3.65)と同様に節点 N の変位ベクトル $\{u_N\}$ とを用いて次式のように書ける。

$$\varepsilon_{ii}^s = \varepsilon_v^s = \{B_v\}^T \{u_N\} \quad (3.92)$$

式(3.91)の第1項をベクトル表示し、式(3.92)を代入して、 w_p で整理すると以下のようにになる。

$$\begin{aligned} \left(-\int_V \frac{k}{\gamma_w} \rho^f \{B_v\}^T dV \{\ddot{u}_N\} + \int_V S_r \{B_v\}^T dV \{\dot{u}_N\} + \int_V \frac{n}{\bar{K}^f} dV \dot{p}_E \right) w_p \\ + \left(\int_S \frac{k}{\gamma_w} \rho^f b_i n_i dS \right) w_p - \left(\int_{S_q} \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p_E}{\partial x_i} n_i dS \right) w_p = 0 \end{aligned} \quad (3.93)$$

この式は任意の w_p について成り立つので、要素の連続式は次式のように導かれる。

$$\begin{aligned} -\int_V \frac{k}{\gamma_w} \rho^f \{B_v\}^T dV \{\ddot{u}_N\} + \int_V S_r \{B_v\}^T dV \{\dot{u}_N\} + \int_V \frac{n}{\bar{K}^f} dV \dot{p}_E \\ + \int_S \frac{k}{\gamma_w} \rho^f b_i n_i dS - \int_S \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p_E}{\partial x_i} n_i dS = 0 \end{aligned} \quad (3.94)$$

ここで、式(3.94)に式(3.72)を代入すると、

$$-\frac{\rho^f k}{\gamma_w} \{K_v\}^T \{\ddot{u}_N\} + S_r \{K_v\}^T \{\dot{u}_N\} + A \dot{p}_E + \int_S \frac{k}{\gamma_w} \rho^f b_i n_i dS - \int_S \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p_E}{\partial x_i} n_i dS = 0 \quad (3.95)$$

ここに、係数 A は以下の通りである。

$$A = \int_V \frac{n}{\bar{K}^f} dV \quad (3.96)$$

ここで、式(3.95)の第4項および第5項に対して差分近似（液状化解析手法 LIQCA 開発グループ、

2009) を行い, $\gamma_w = \rho^f g$ を代入すると離散化された連続式が最終的に以下のように導かれる. 図 3.8.2-1 に差分法の定式化の模式図を示す.

$$-\frac{k}{g}\{K_v\}^T\{\ddot{u}_N\} + S_r\{K_v\}^T\{\dot{u}_N\} + A\dot{p}_E + \sum_{i=1}^4 \frac{\bar{k}_i}{g}(b_{xi}n_{xi} + b_{yi}n_{yi})r_i - \left(\alpha p_E - \sum_{i=1}^4 \alpha_i p_{Ei}\right) = 0 \quad (3.97)$$

$$\alpha = \sum_{i=1}^4 \alpha_i = \sum_{i=1}^4 \frac{\bar{k}_i}{\gamma_w} \left\{ \frac{b_{xi}s_{yi} - b_{yi}s_{xi}}{s_i^2} \right\} \quad (3.98)$$

ここに, α_i は, 要素辺の長さ, そして要素と隣合う要素の重心間距離とで定義される定数である. b_{xi} , b_{yi} はそれぞれ x , y 方向についての物体力ベクトルで, n_{xi} , n_{yi} は格子辺の単位法線ベクトルの x , y 成分で, r_i は格子辺の長さである. \bar{k}_i は格子間の平均透水係数である. 平均透水係数を用いるのは, 透水係数が当該格子と, その隣り合う要素で異なるものであるためである.

3.10 時間離散化

前節までで空間離散化された運動方程式(式(3.85))と連続式(式(3.97))を現在の時刻 $t + \Delta t$ において書き直すと以下ようになる.

$$\begin{aligned} [M]\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} + [C]_{|t+\Delta t}\{\dot{u}_N\}_{|t+\Delta t} + [K]_{|t+\Delta t}\{\Delta u_N\}_{|t+\Delta t} - \{K_v\}S_r p_{E|t+\Delta t} \\ = -\{K_v\}S_r p_{E|t=0} + \{F_d\}_{|t+\Delta t} + \{\Delta F_s\}_{|t+\Delta t} - \{R_d\}_t \end{aligned} \quad (3.99)$$

$$\begin{aligned} -\frac{k}{g}\{K_v\}^T\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} + S_r\{K_v\}^T\{\dot{u}_N\}_{|t+\Delta t} + A\dot{p}_{E|t+\Delta t} \\ + \sum_{i=1}^4 \frac{\bar{k}_i}{g}(b_{xi}n_{xi} + b_{yi}n_{yi})r_i - \left(\alpha p_{E|t+\Delta t} - \sum_{i=1}^4 \alpha_i p_{Ei|t+\Delta t}\right) = 0 \end{aligned} \quad (3.100)$$

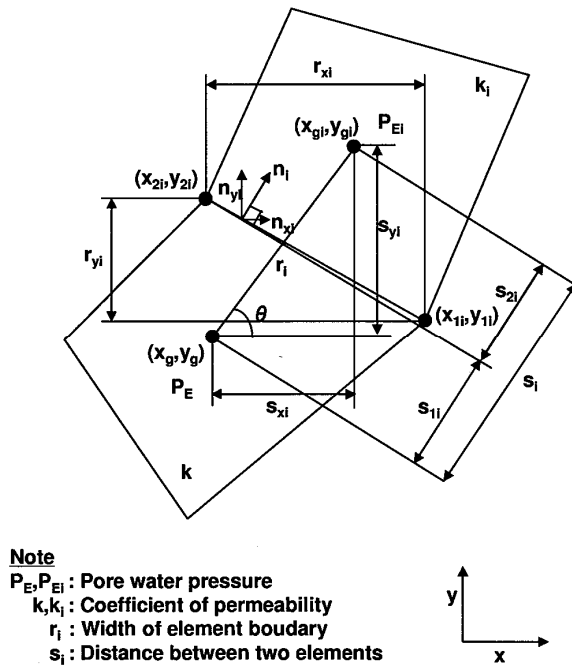


図 3.8.2-1 間隙水圧の差分化

時間離散化には Newmark の β 法を用いる．現在の時刻 $t + \Delta t$ における節点 N の変位ベクトルと速度ベクトルは，Newmark の β 法により次のように表すことができる．

$$\{u_N\}_{|t+\Delta t} = \{u_N\}_t + \Delta t \{\dot{u}_N\}_t + \frac{(\Delta t)^2}{2} \{\ddot{u}_N\}_t + \beta(\Delta t)^2 \left(\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} - \{\ddot{u}_N\}_t \right) \quad (3.101)$$

$$\{\dot{u}_N\}_{|t+\Delta t} = \{\dot{u}_N\}_t + \Delta t \{\ddot{u}_N\}_t + \gamma \Delta t \left(\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} - \{\ddot{u}_N\}_t \right) \quad (3.102)$$

ここに， Δt は時間増分である．また， $\beta (0 \leq \beta \leq 1/2)$ と $\gamma (0 \leq \gamma \leq 1)$ は数値パラメータであるが， $\beta = 0.3025$ ， $\gamma = 0.6$ がよく用いられる（液化化解析手法 LIQCA 開発グループ，2009）．非減衰系に対して $2\beta \geq \gamma \geq 1/2$ で無条件安定である．また， $\gamma \geq 1/2$ ， $\beta \leq 1/4$ でも，下式で条件安定である．

$$\Delta t \leq \frac{1}{\omega_{\max} \sqrt{\gamma/2 - \beta}} \quad (3.103)$$

ここに， ω_{\max} は系の最大周波数である．

この関係を用いて運動方程式(式(3.99))と連続式(式(3.100))を節点加速度ベクトル $\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t}$ と要素の間隙水圧 $p_{E|t+\Delta t}$ を未知数とする式を導く．

3.10.1 運動方程式の時間離散化

式(3.99)に式(3.101)，式(3.102)を代入すると次式のようになる．

$$\begin{aligned} & [M] \{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} + [C]_{|t+\Delta t} \left(\{\dot{u}_N\}_t + \Delta t \{\ddot{u}_N\}_t + \gamma \Delta t \left(\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} - \{\ddot{u}_N\}_t \right) \right) \\ & + [K]_{|t+\Delta t} \left(\Delta t \{\dot{u}_N\}_t + \frac{(\Delta t)^2}{2} \{\ddot{u}_N\}_t + \beta(\Delta t)^2 \left(\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} - \{\ddot{u}_N\}_t \right) \right) - \{K_v\} S_r p_{E|t+\Delta t} \\ & = -\{K_v\} S_r p_{E|t=0} + \{F_d\}_{|t+\Delta t} + \{\Delta F_s\}_{|t+\Delta t} - \{R_d\}_t \end{aligned} \quad (3.104)$$

未知数である節点加速度ベクトル $\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t}$ と要素の間隙水圧 $p_{E|t+\Delta t}$ を左辺に移項し整理すると次式が得られる．

$$\begin{aligned} & ([M] + \gamma \Delta t [C]_{|t+\Delta t} + \beta(\Delta t)^2 [K]_{|t+\Delta t}) \{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} - \{K_v\} S_r p_{E|t+\Delta t} \\ & = \{F_d\}_{|t+\Delta t} + \{\Delta F_s\}_{|t+\Delta t} - \{R_d\}_t - [C]_{|t+\Delta t} \left(\{\dot{u}_N\}_t + (1-\gamma) \Delta t \{\ddot{u}_N\}_t \right) \\ & - \{K_v\} S_r p_{E|t=0} - [K]_{|t+\Delta t} \left(\Delta t \{\dot{u}_N\}_t + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) (\Delta t)^2 \{\ddot{u}_N\}_t \right) \end{aligned} \quad (3.105)$$

以上が時間離散化された運動方程式である．

3.10.2 連続式の時間離散化

式(3.100)に式(3.102)を代入すると以下のようになる．

$$\begin{aligned} & -\frac{k}{g} \{K_v\}^T \{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} + S_r \{K_v\}^T \left(\{\dot{u}_N\}_t + \Delta t \{\ddot{u}_N\}_t + \gamma \Delta t \left(\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} - \{\ddot{u}_N\}_t \right) \right) \\ & + A \dot{p}_{E|t+\Delta t} + \sum_{i=1}^4 \frac{\bar{k}_i}{g} (b_{xi} n_{xi} + b_{yi} n_{yi}) r_i - \left(\alpha p_{E|t+\Delta t} - \sum_{i=1}^4 \alpha_i p_{Ei|t+\Delta t} \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.106)$$

ここで、左辺第3項については、後退差分を用いて次式を仮定する.

$$\dot{p}_{E|t+\Delta t} = \frac{p_{E|t+\Delta t} - p_{E|t}}{\Delta t} \quad (3.107)$$

式(3.106)に式(3.107)を代入すると次式のようになる.

$$\begin{aligned} & -\frac{k}{g}\{K_v\}^T\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} + S_r\{K_v\}^T\left(\{\dot{u}_N\}_{|t} + \Delta t\{\ddot{u}_N\}_{|t} + \gamma\Delta t\left(\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} - \{\ddot{u}_N\}_{|t}\right)\right) \\ & + \frac{A}{\Delta t}(p_{E|t+\Delta t} - p_{E|t}) + \sum_{i=1}^4 \frac{\bar{k}_i}{g}(b_{xi}n_{xi} + b_{yi}n_{yi})r_i - \left(\alpha p_{E|t+\Delta t} - \sum_{i=1}^4 \alpha_i p_{Ei|t+\Delta t}\right) = 0 \end{aligned} \quad (3.108)$$

未知数である節点加速度ベクトル $\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t}$ と要素の間隙水圧 $p_{E|t+\Delta t}$ を左辺に移項し整理すると次式が得られる. ここで、常にはたらく物体力として重力のみを考え、 b_{yi} を重力加速度 g とする.

$$\begin{aligned} & -\left(\frac{k}{g} - S_r\gamma\Delta t\right)\{K_v\}^T\{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} + \left(\frac{A}{\Delta t} - \alpha\right)p_{E|t+\Delta t} + \sum_{i=1}^4 \alpha_i p_{Ei|t+\Delta t} \\ & = -S_r\{K_v\}^T\left(\{\dot{u}_N\}_{|t} + (1-\gamma)\Delta t\{\ddot{u}_N\}_{|t}\right) + \frac{A}{\Delta t}p_{E|t} - \sum_{i=1}^4 \bar{k}_i r_{xi} \end{aligned} \quad (3.109)$$

運動方程式(式(3.105))と連続式(式(3.109))をまとめると次式が得られる.

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} [M] + \gamma\Delta t[C]_{|t+\Delta t} + \beta(\Delta t)^2[K]_{|t+\Delta t} & -S_r\{K_v\} \\ -\left(\frac{k}{g} - S_r\gamma\Delta t\right)\{K_v\}^T & \frac{A}{\Delta t} - \alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} \\ p_{E|t+\Delta t} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \sum_{i=1}^4 \alpha'_i p_{Ei|t+\Delta t} \end{Bmatrix} \\ & = \begin{Bmatrix} \{F_d\}_{|t+\Delta t} + \{\Delta F_s\} - \{R_d\}_{|t} - [C]_{|t+\Delta t} \left\{ \{\dot{u}_N\}_{|t} + (1-\gamma)\Delta t\{\ddot{u}_N\}_{|t} \right\} \\ -\{K_v\}S_r p_{E|t=0} - [K]_{|t+\Delta t} \left(\Delta t\{\dot{u}_N\}_{|t} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)(\Delta t)^2\{\ddot{u}_N\}_{|t} \right) \\ -S_r\{K_v\}^T \left(\{\dot{u}_N\}_{|t} + (1-\gamma)\Delta t\{\ddot{u}_N\}_{|t} \right) + \frac{A}{\Delta t}p_{E|t} - \sum_{i=1}^4 \bar{k}_i r_{xi} \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (3.110)$$

また隣り合う要素の間隙水圧も未知数であるので、結局まとめると最終的に次式のような支配方程式が得られる.

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} [M] + \gamma\Delta t[C]_{|t+\Delta t} + \beta(\Delta t)^2[K]_{|t+\Delta t} & -S_r\{K_v\} & 0 \\ -\left(\frac{k}{g} - S_r\gamma\Delta t\right)\{K_v\}^T & \frac{A}{\Delta t} - \alpha & \sum_{i=1}^4 \{\alpha'_i\}^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{u}_N\}_{|t+\Delta t} \\ p_{E|t+\Delta t} \\ p_{Ei|t+\Delta t} \end{Bmatrix} \\ & = \begin{Bmatrix} \{F_d\}_{|t+\Delta t} + \{\Delta F_s\} - \{R_d\}_{|t} - [C]_{|t+\Delta t} \left\{ \{\dot{u}_N\}_{|t} + (1-\gamma)\Delta t\{\ddot{u}_N\}_{|t} \right\} \\ -\{K_v\}S_r p_{E|t=0} - [K]_{|t+\Delta t} \left(\Delta t\{\dot{u}_N\}_{|t} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)(\Delta t)^2\{\ddot{u}_N\}_{|t} \right) \\ -S_r\{K_v\}^T \left(\{\dot{u}_N\}_{|t} + (1-\gamma)\Delta t\{\ddot{u}_N\}_{|t} \right) + \frac{A}{\Delta t}p_{E|t} - \sum_{i=1}^4 \bar{k}_i r_{xi} \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (3.111)$$

最後に全体マトリックスを組み立て、圧力境界条件を考慮して全体マトリックスを構築し、最終的に解く.

3.11 不飽和領域の取り扱いについて

3.11.1 不飽和浸透特性のモデル化

先に述べたように不飽和浸透特性は圧力水頭と体積含水率の関係(水分特性曲線)および体積含水率と比透水係数(飽和透水係数に対する不飽和透水係数の比)の関係で表される．本論文では水分特性曲線の S 字型を表現でき，比較的簡便で適用性が高いとされている van Genuchten (1980) による不飽和浸透モデルを用いる．まず，圧力水頭 ψ より有効飽和度は次式で算定される．

$$S_e = \left(1 + (\alpha\psi)^{n'}\right)^{-m} \quad (3.112)$$

ここで， S_e は有効飽和度 n' ， m ， α は形状パラメータであり， m と n' については次の関係にある．

$$m = 1 - \frac{1}{n'} \quad (3.113)$$

また，有効飽和度は $\psi = 0$ から $\psi = \infty$ での収束飽和度までの有限な範囲を表すために用いられるもので，次のように定義される．

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{nS_r - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (3.114)$$

ここで， θ_s は飽和水分量， θ_r は高サクション時において残留する水分量である．比水分容量 C および比透水係数 k_r は，次のように算定する (van Genuchten, 1980; Mualem, 1976; Brooks and Corey, 1964)．

$$C = \alpha(n' - 1)(\theta_s - \theta_r)S_e^{1/m}(1 - S_e^{1/m})^m \quad (3.115)$$

$$\text{Mualem の式} \quad k_r = S_e^{1/2} \left\{1 - (1 - S_e^{1/m})^m\right\}^2 \quad (3.116)$$

$$\text{Brooks の式} \quad k_r = S_e^b \left\{1 - (1 - S_e^{1/m})^{n'}\right\} \quad (3.117)$$

ここに， b は形状パラメータである．

3.11.2 初期条件の設定

要素の圧力水頭は次式で算出される．

$$\psi = p_w / \gamma_w \quad (3.118)$$

水圧 p_w は簡易三相系手法における p^f と等しい．地下水位以浅の要素には初期飽和度を与え，van Genuchten 式(3.112)から逆算して初期水頭を与える．ただし，初期水面から逆三角形分布によって算定される圧力水頭のほうが大きい場合はその水頭を初期水頭として用いる (図 3.9.2-1)．即ち，式(3.117)で算定された圧力水頭を用いて式(3.112)，式(3.114)より有効飽和度および飽和度を算定する．また，この水頭が負の場合はサクションとして初期平均有効応力に付加し，サクションによる地盤剛性の増加を考慮する．これにより得られた有効飽和度を用いて式(3.115)から比水分容量を算定し，また，式(3.116)もしくは式(3.117)のどちらかの式を用いて比透水係数を算定する．これらの算定値から

不飽和部の間隙水の見かけの体積弾性係数および透水係数を逐次更新する。また、水圧については図 3.9.2-1 に示すように、地下水位以下では静水圧が作用し、サクシヨン一定の盛土内と地下水面の間の遷移領域では水圧を直線で近似した。

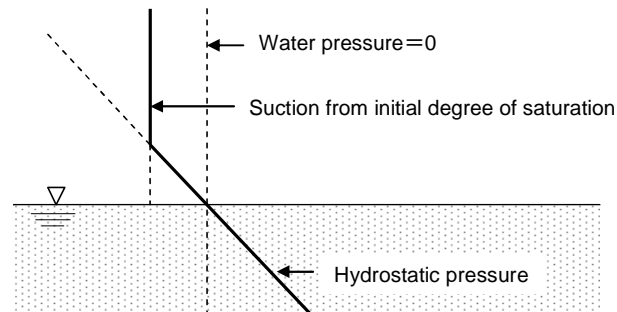


図 3.9.2-1 初期水圧の設定

参考文献

- 1) 赤井浩一，田村武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析，土木学会論文報告集，第 269 号，pp.98-104，1978.
- 2) Biot, M.A.: Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media, J. of Applied Physics, Vol.33, No.4, pp.1482-1498, 1962.
- 3) Brooks, R.H. and Corey, A.T.: Hydraulic properties of porous media, Hydrology Papers, Colorado State University, p.24, 1964.
- 4) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ（代表京都大学大学院工学研究科岡二三生）：LIQCA2D09（2009 年公開版）資料，<http://nakisuna2.kuciv.kyoto-u.ac.jp/liqca.htm>, 2009.
- 5) Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R. and Baunat, J., An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behavior, Geotechnique, Vol.53, No.1, pp.123-135, 2003.
- 6) Jommi, C.: Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils, Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils, Tarantino, A. and Mancuso, C. eds., Balkema, pp.139-153, 2000.
- 7) Kato, R., Sunami, S., Oka, F., Kimoto, S. & Kodaka, T.: A seepage-deformation coupled analysis method for unsaturated river embankments, Proc. Int. Sym. on Prediction and Simulation methods for Geohazard Mitigation, Kyoto, Oka, F., Murakami, A., Kimoto, S. eds., Balkema, pp.401-407, 2009.
- 8) 加藤亮輔，岡二三生，木元小百合，小高猛司，角南進：不飽和浸透-変形連成解析手法と河川堤防への適用，土木学会論文集 C, Vol.65, No.1, pp.226-240, 2009.
- 9) Kimoto, S., Oka, F., Fushita, T. and Fujiwaki, M.: A chemo-thermo-mechanically coupled numerical simulation of the subsurface ground deformations due to methane hydrate

- dissociation, *Computers and Geotechnics*, Vol.34, No.4, pp. 216-228, 2007.
- 10) Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resources Research*, Vol. 12, pp. 513-522, 1976.
 - 11) Oka, F., Kodaka, T., Kimoto, S., Kim, Y.-S. and Yamasaki, N., A multi-phase coupled FE analysis using an elasto-viscoplastic model for unsaturated soil, *Geomechanics II*, Geotechnical Special Publication, ASCE, Proc. 2nd US-Japan workshop on Geomechanics, pp.124-131, 2006.
 - 12) Oka,F.,Feng,H. Kimoto,S. and Higo,Y., An elasto-viscoplastic constitutive model for swelling unsaturated clay, *Proc. 62th Annual meeting of JSCE*,3-102,2007a.
 - 13) Oka,F., Kimoto, S., Gotoh, H., Kato, R., Sunami, S. and Kodaka, T.: A hydro-mechanical coupled analysis of the deformation of an unsaturated river embankment due to seepage flow and overflow, *Proc. APCOM'07 in conjunction with EPMESCXI*, Dec.3-6, 2007, Kyoto Japan, paper No.MS29-1-1,2007b.
 - 14) Oka,F., Feng,H. and Kimoto,S., A numerical simulation of triaxial tests of unsaturated soil at constant water and constant air content by using an elasto-viscoplastic model, *Proc. 1st European Conference on Unsaturated Soils*, Toll,D.G., Augrade,C.E.,Gallipoli,D. and Wheeler,S.J. eds., Taylor and Francis Group, pp.735-741,2008.
 - 15) Oka,F., Kimoto, S., Takada, N., Gotoh, H. and Higo, Y.: A seepage-deformation coupled analysis of an unsaturated river embankment using a multiphase elasto-viscoplastic theory, *Soil and Foundations*, IS-KYOTO Special Issue, Vol.50, No.4, pp.483-494, 2010.
 - 16) van Genuchten, M. T. : A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, 44, pp.892-898, 1980.
 - 17) Zienkiewicz,O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Schrefler,B.A. and Shiomi, T.: *Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering*, John Wiley & Sons, 1999.

第4章 河川堤防の浸透-変形連成解析

4.1 概説

本章では、第3章にて定式化された簡易三相系手法を用いた浸透-変形連成解析結果について述べる。本章での目的は、提案した解析手法が浸透問題に対して間隙水圧の変化および地盤の変形をどの程度再現できるかを検証することである。また、実堤防を模擬した浸透-変形解析を通じて、浸透、降雨時における破壊の状況や、有効な対策工について考察を行う。

最初に、間隙水圧の変化が再現できていることの検証として、赤井と宇野（1966）による粒径の均一な砂を用いた不飽和浸透模型実験のシミュレーションを実施し、圧力水頭の比較を行う。次に、1次元解析において浸透と変形の基本的なメカニズムを把握した後、不飽和浸透時の大きな特徴の一つである **Capillary Barrier** の形成が可能であることを確認する。**Capillary Barrier** は斜面にその特性を利用することで、浸透した降雨水を表層部で効果的に捕捉し、地盤深部への浸潤を低減することが可能となるため、今後の防災技術としても研究が進められている（例えば、北村ら、2007）

上記により、提案した手法が間隙水圧の変化を再現できることを確認した後、京都大学防災研究所宇治オープンラボラトリーにおいて実施された堤防模型実験（淀川堤防強化研究会、2010；奥田ら、2010）のシミュレーションを実施する。この堤防模型実験は浸透および越流時の堤防の安定性についてのメカニズムを把握するための実験であり、間隙水圧だけでなくレーザー変位計による法面の変位についても計測されているのが特徴である。実験の再現解析を行うことにより、提案した解析手法が変形においても実験を再現できることを示す。

最後に、実物大の堤防を模擬した解析について述べる。まず、無対策の典型的な堤防断面で解析を実施することにより浸透に対する堤防の安定性について検討した後、3通りの対策工を設置し、対策工による堤防安定化のメカニズムおよびその有効性について考察する。また、近年は豪雨による災害も頻発していることから、降雨のみによる浸透解析を行うことにより、どのような地盤が被災しやすいのかについて把握する。さらに、第2章にて提案した、サクションや内部構造の変化を構成式中で考慮することが、堤体の変形にどのような影響を及ぼすかについて考察した。

4.2 不飽和浸透模型実験の再現解析

提案した手法の検証として、赤井と宇野（1966）による粒径の均一な砂を用いた不飽和浸透模型実験のシミュレーションを行った。実験に用いられた模型地盤は長さ 315cm、高さ 33cm であり、概要を図 4.2-1 に示す。充填試料は乾燥密度 1.58g/cm^3 、間隙率 0.44 の均一な砂である。実験ではこの模型地盤に対して、瞬時の水位上昇および瞬時の水位低下を行い、時間経過による模型地盤内の浸透過程を追跡している。いくつかの模型実験の中から、次の 3 つの場合について、その結果をシミュレーションによって得られた結果と比較する。

- (a) 初期水位 0cm から、20cm の瞬時の水位上昇
- (b) 初期水位が模型基盤から 10cm、20cm の瞬時の水位上昇
- (c) 初期水位が模型基盤から 30cm、20cm の瞬時の水位低下

解析に用いた砂の不飽和浸透特性を図 4.2-2 に示す。この不飽和浸透特性は同実験で求められた初期含水量分布と、赤井ら（1977）の解析条件を参考に設定したものである。解析では浸透に重点を置き、模型地盤を弾性体としてモデル化した。この時、せん断弾性係数は初期間隙比（0.78）と土槽中央深度での初期平均有効応力から既往の実験式（Iwasaki ら、1977）より 20MPa と算定した。また、ポアソン比は静止土圧係数がおおよそ 0.5 であると仮定して、0.3 とした。飽和透水係数は実験での測定結果より $3.3 \times 10^{-3}\text{m/sec}$ とした。変位境界条件として、土槽底面は固定、土槽側面は水平方向固定とした。排水の境界条件として、土槽底面は非排水、土槽側面は解析ケースに応じて水位変化後に水頭固定（(a)左側 20cm, (b) (c)左側 30cm, 右側 10cm）とした。計算時間増分は 1 秒とした。

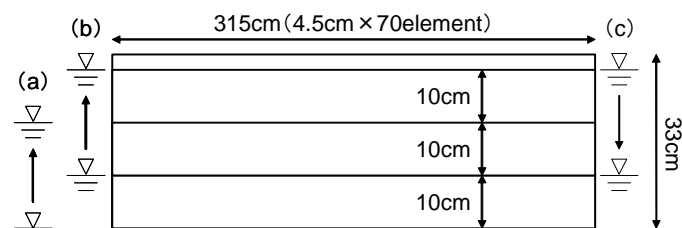


図 4.2-1 浸透模型実験の概要

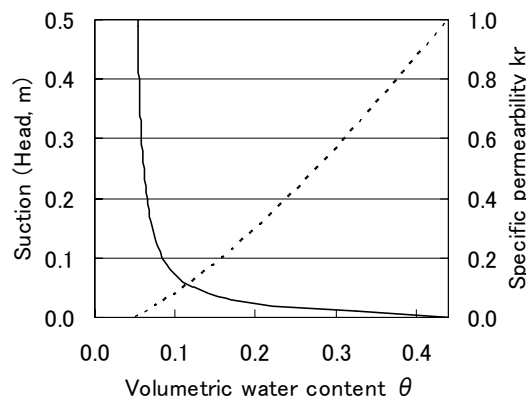


図 4.2-2 水分特性曲線および比透水係数

実験開始時から 4800 秒後までの各ケースでの土槽底面での圧力水頭について、実験および解析の結果を図 4.2-3～図 4.2-5 にそれぞれ示す。図中の実線は解析結果を、破線は実験結果を示す。(a)「初期水位 0cm, 20cm の瞬時水位上昇」、(b)「初期水位 10cm, 20cm の瞬時水位上昇」および(c)「初期水位 30cm, 20cm の瞬時水位降下」のいずれのケースにおいても提案した手法によって実験結果がおおよそ再現できている。また、初期状態と変位を 20 万倍に増幅した解析終了時の節点座標を図 4.2-6 に示す。水位上昇を行った(a), (b)では水圧の増加に伴い体積膨張しており、水位低下を行った(c)では水圧の減少に伴い圧縮している。

本解析では、模型地盤材料に対して直接実験を行った不飽和浸透特性が得られていないため、砂模型の最大毛管上昇高が 8cm でその点での体積含水率 $\theta=0.085$ という結果と、飽和領域において $\theta=0.44$ であったという結果(赤井ら, 1977)より、図 4.2-2 のように設定した。また、通常は浸潤時と排水時の水分特性曲線は異なるが、本検討ではヒステリシスを考慮せず排水時にも浸潤時と同様の水分特性曲線を使っている。これは本来ではヒステリシスを考慮する必要がある。つまり、実験から得られるヒステリシスを含む不飽和浸透特性を用いればより良好な結果が得られると思われる。

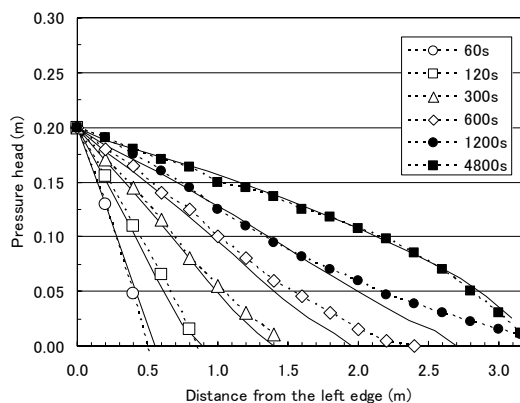


図 4.2-3 (a)圧力水頭の比較

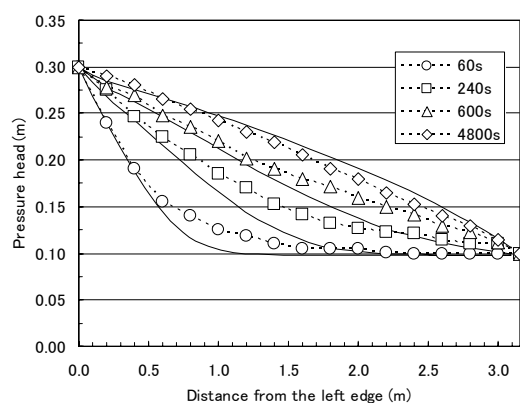


図 4.2-4 (b)圧力水頭の比較

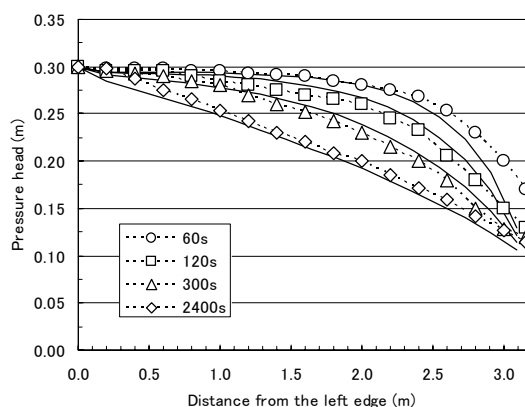


図 4.2-5 (c)圧力水頭の比較

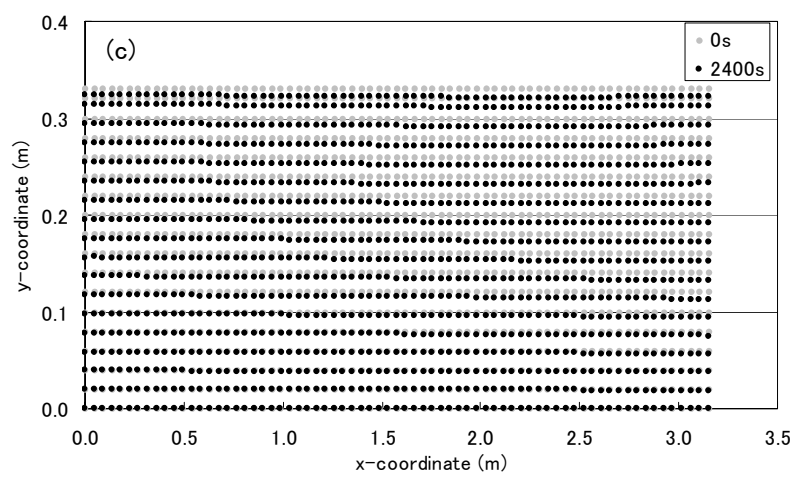
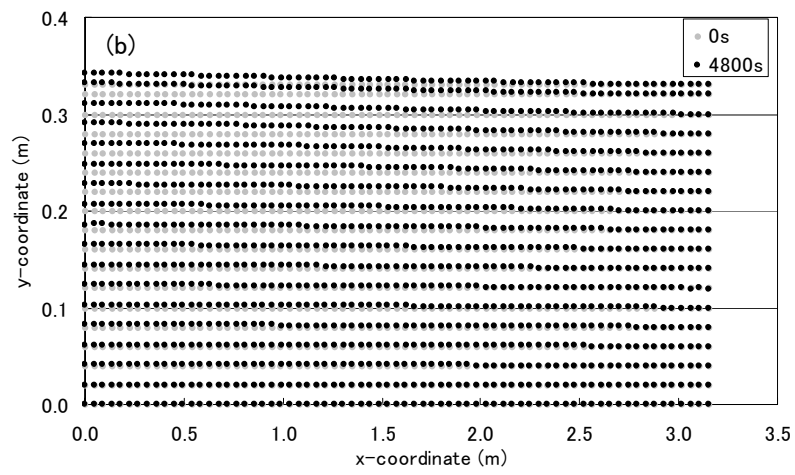
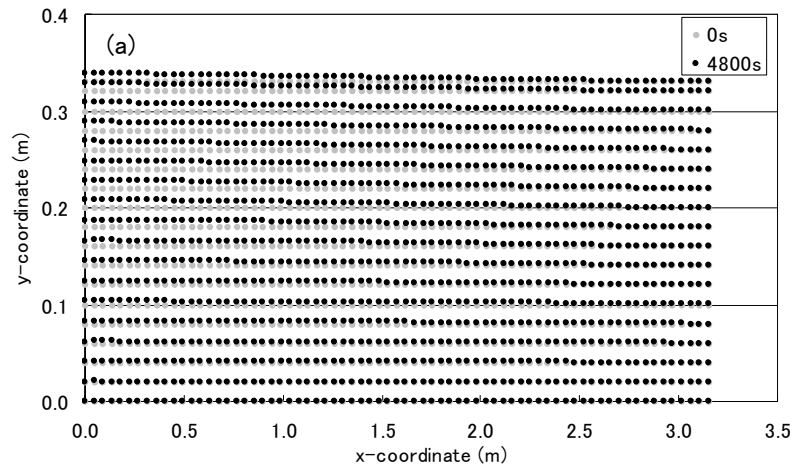


図 4.2-6 節点座標の比較 (変位量 20 万倍)

4.3 1次元解析における浸透と変形のメカニズムの把握

浸透と変形の基本的なメカニズムを把握するため、4.2の実験試料と同様のパラメータの弾性体を用いて図4.3-1に示すような1次元浸透のシミュレーションを行った。この時、飽和透水係数は $k=1.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$ 、水分特性曲線としては「河川堤防の構造検討の手引き（国土技術研究センター，2002）」を参考に図4.3-2に示す曲線を用いた。また、初期飽和度としては全要素60%とした。境界条件として、上面は水圧を与え、側面及び底面は非排水境界とした。

本解析では空気圧を考慮していないが、実験では、圧縮性が高いため空気圧は小さいと考えられ、また、透水係数が高い場合、実際は上面から抜ける空気もあるため、空気圧を考慮した場合でも空気圧の上昇は小さいと考えられる。ただし、透水係数が小さい場合や境界条件によっては空気圧を考慮する必要があると考えられる。

解析開始より60秒後、1.5m分の水頭および表面力を最上部の要素に与え、浸潤および変形の様子を観察した。水圧分布および変位を100倍に拡大した変形図を図4.3-3に、最上部から3m位置にある要素番号30での骨格応力および、水圧、塑性体積ひずみの時刻歴を図4.3-4に示す。1.5mの水の重量に相当する表面力により、60秒以降に圧縮側のひずみが発生している。また、要素番号30に水が浸潤する340秒後までは、浸潤による上部要素の単位体積重量の増加に伴う応力および圧縮側の体積ひずみの増加が見られる。一方、要素への浸潤がはじまる330秒後以降は、水圧の増加と共に膨張側の体積ひずみが発生し、モデル下端に浸潤が到達した730秒後には静水圧の発生と共に大きな膨張側の体積ひずみが発生している（モデル上端で2.5mmの鉛直変位）。この時、要素番号30に発生している静水圧は約44kPaであり、これは要素がモデル上端から3.0mの位置であることを考慮すると、理論値である $(3.0+1.5) \times 9.8=44.1(\text{kPa})$ と一致している。

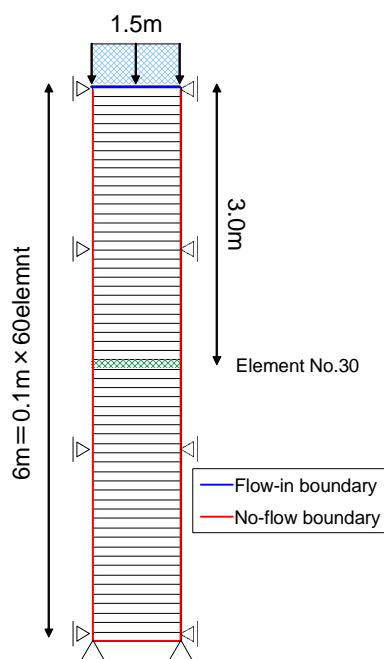


図 4.3-1 1次元モデル

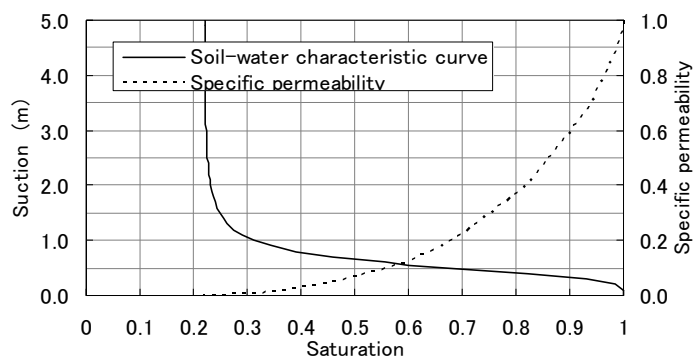


図 4.3-2 水分特性曲線および比透水係数

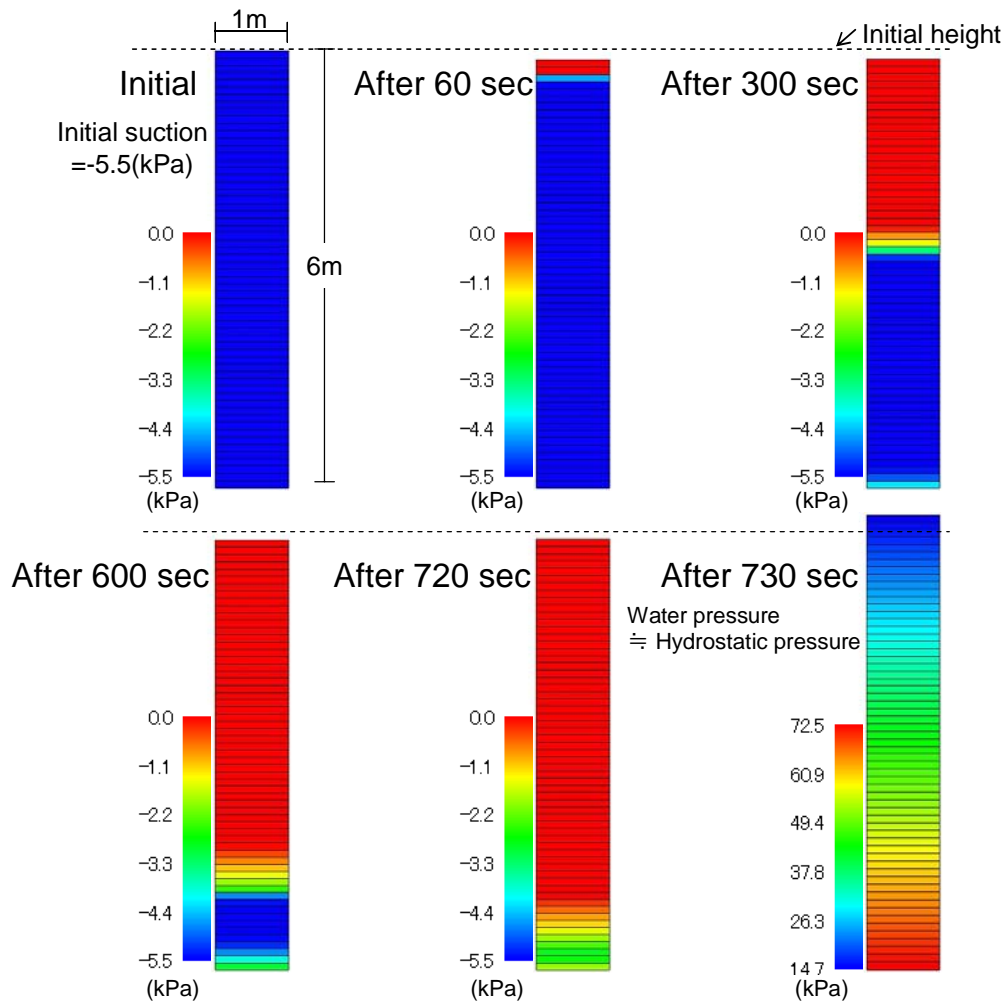


図 4.3-3 水圧分布および 100 倍変形図

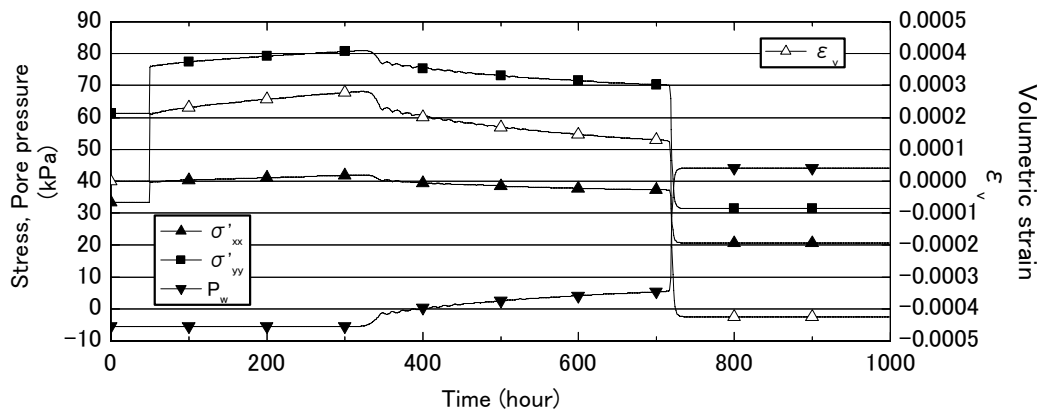


図 4.3-4 応力、水圧および体積ひずみの時刻歴

4.4 地層境界における透水性のギャップを考慮した不飽和浸透-変形連成解析

不飽和浸透時の大きな特徴の一つである Capillary Barrier の形成が可能であることを確認するために、図 4.4-1 に示すような上部地盤（砂層）、下部地盤（粗砂）の 2 層からなる 1 次元地盤を弾性体で模擬し、解析を行う。このとき、粗砂層の飽和透水係数は砂層の 5 倍とする。用いたパラメーター一覧を表 4.4-1 に、各層の水分特性曲線を図 4.4-2 に示す。

境界条件としてモデル上面に $5.0 \times 10^{-5}(\text{m/s})$ の降雨強度を与え、浸潤の様子を観察する。このとき、モデル上面以外は非排水境界、変位境界としては底面固定、側面鉛直ローラー境界である。

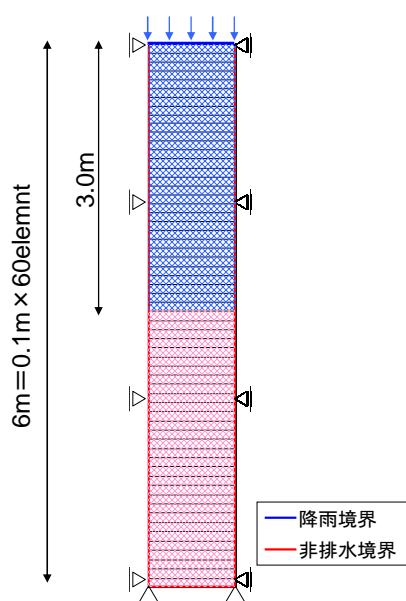


表 4.4-1 土質パラメータ

弾性モデル	砂層	粗砂層
密度 ρ (t/m^3)	2.00	2.00
透水係数 k (m/s)	8.0×10^{-4}	4.0×10^{-3}
ラメの定数 λ (kN/m^2)	1.12×10^4	1.12×10^4
ラメの定数 μ (kN/m^2)	1.12×10^4	1.12×10^4
水分特性曲線のパラメータ α	0.5	3.0
水分特性曲線のパラメータ n	8.0	2.0
初期飽和度 S_r	0.124	0.124

図 4.4-1 解析モデル

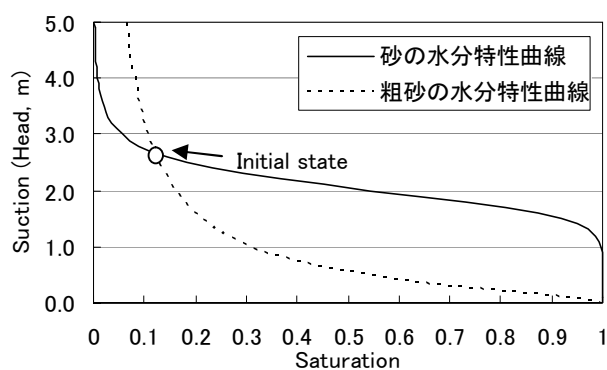


図 4.4-2 水分特性曲線

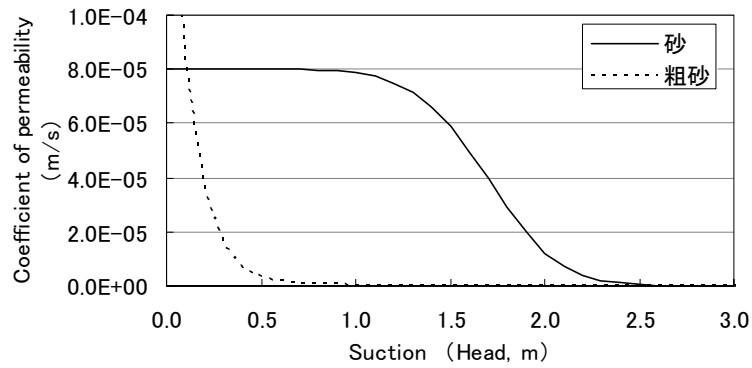


図 4.4-3 不飽和透水係数

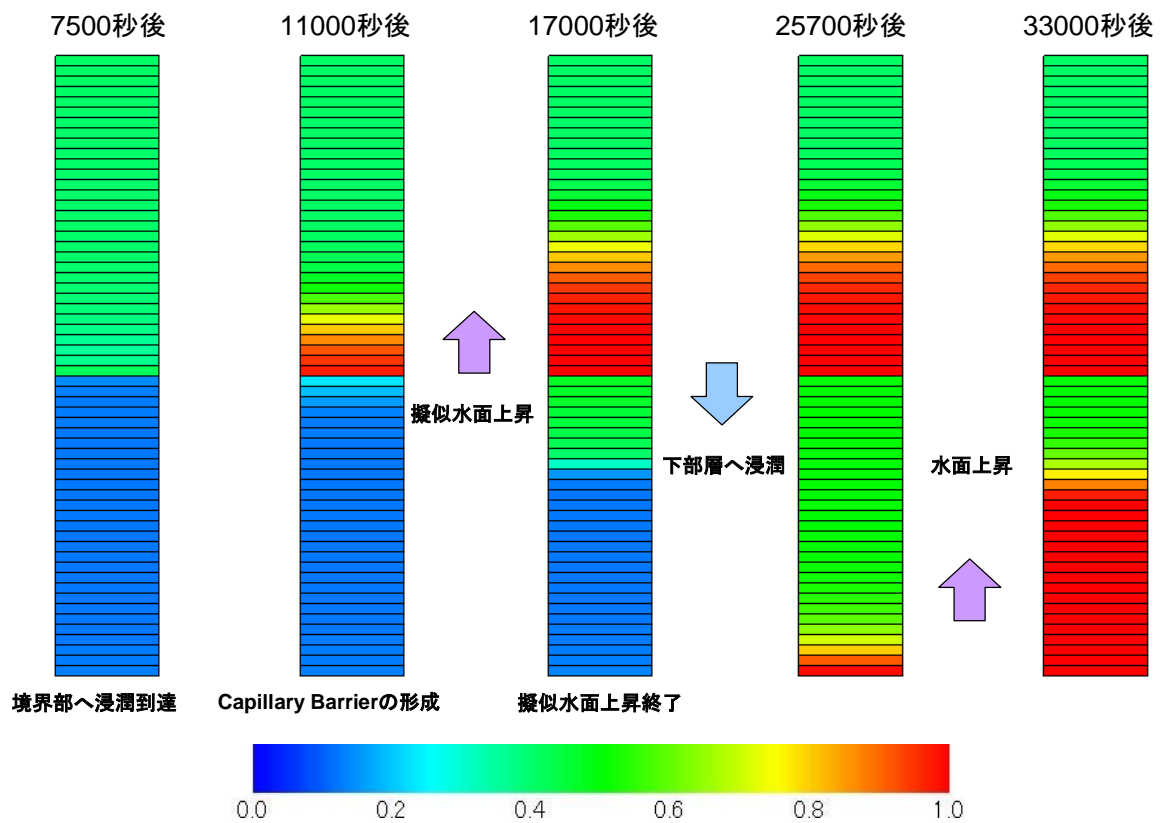


図 4.4-4 飽和度分布

解析結果を図 4.4-4 に示す。解析開始より 7500 秒後に降雨による浸潤が地層境界面に到達し、擬似水面が境界面に到達する Capillary Barrier が形成されている。これは、飽和透水係数では下部粗砂層の方が上部砂層に比較して大きい、図 4.4-3 に示すように、サクションが大きい(飽和度が低い)場合においては粗砂層の透水係数が小さいからである。その後、17000 秒後に境界面での擬似水面の上昇は終了し、下部層へと浸潤が進行している。

以上より、不飽和浸透問題の大きな特徴の一つである Capillary Barrier の形成が、本手法により可能であることが示された。

4.5 堤防模型実験の再現解析

第 4.2 節～第 4.4 節にて、本手法を用いることで不飽和浸透問題の間隙水圧の再現が出来ることが示された。本節では、不飽和浸透・変形連成解析手法として、変形についても妥当なシミュレーションを行うことが出来るか、堤防模型実験と比較する。

4.5.1 模型実験について

京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリーで行われた堤防盛土模型を用いた浸透実験（淀川堤防強化研究会，2010；奥田ら，2010）について述べる。この実験に用いられている堤防模型は、基礎地盤高が 500mm，堤体部は高さ 1000mm，天端幅 700mm，法面勾配が 1：2，奥行き 200mm となる大きさのものである。この堤防模型の土質材料は、前島ストックヤード（高槻市前島 3 丁目地先）から搬入された淀川堤防砂で、粒径分布は図 4.5.1-1 に示されるとおりである。

実験概要として、湛水深は堤体高と同じとし（水深 1.0m），堤体内の浸潤状況は間隙水圧計を用いて計測した結果より推定した。間隙水圧計の設置場所を図 4.5.1-2 に示す。また、法尻および周辺の変位を、図 4.5.1-3 に示すように、川裏法面の法尻から法面に沿って法面中央まで堤体奥行き中央部にて、等間隔に 10 点、レーザー変位計で計測した。

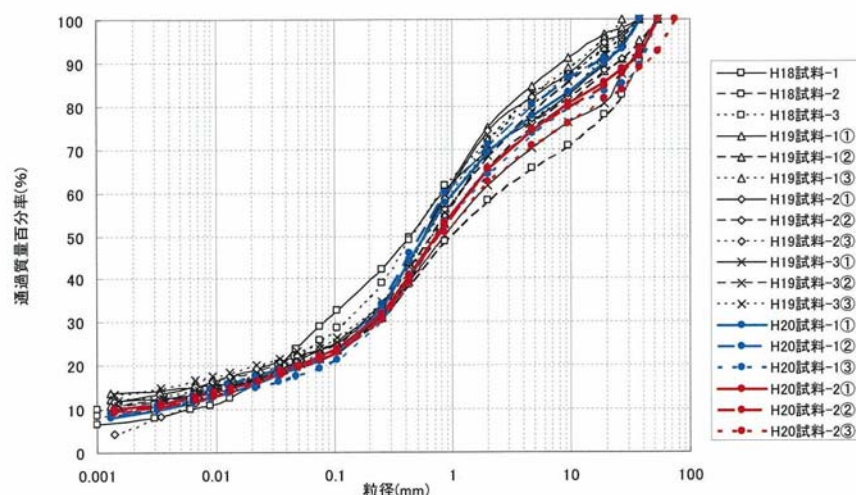


図 4.5.1-1 淀川堤防砂の粒径加積曲線

（再現解析で用いたのは H20(平成 20 年)の試料についてである）

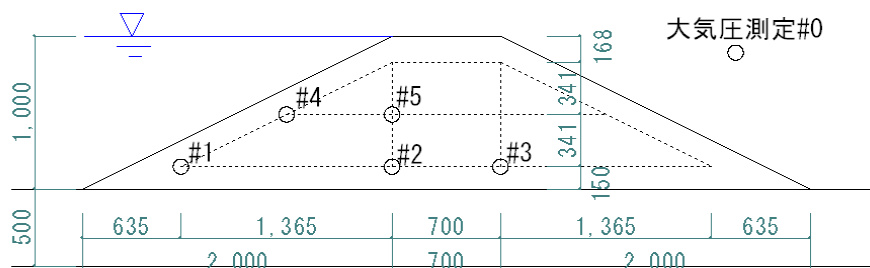


図 4.5.1-2 間隙水圧計設置位置 (単位 : mm)

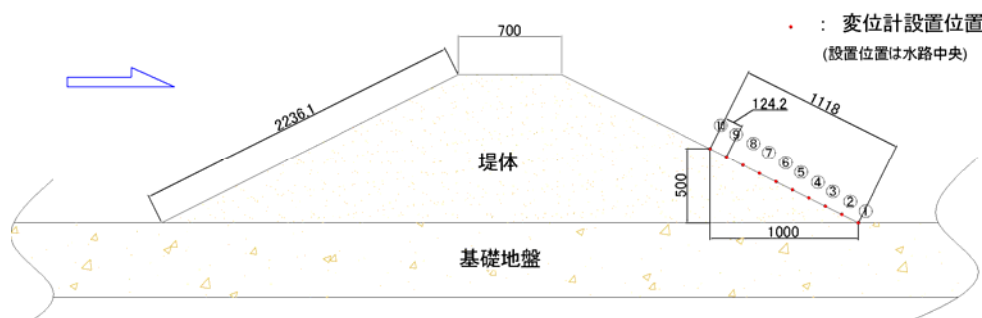


図 4.5.1-3 変位計設置位置 (単位 : mm)

4.5.2 不飽和浸透特性

上記実験において用いた淀川堤防砂は、別途(株)ニュージェックの試験により水分特性曲線が求められている。この水分特性曲線を模擬してシミュレーションに用いる。また、解析における飽和度・比透水係数の関係は、森中らの解析結果（森中ら，2008）を参考に、Brooks の式（Brooks and Corey, 1964）を用いた。用いた水分特性曲線および比透水係数を図 4.5.2-1 に示す。

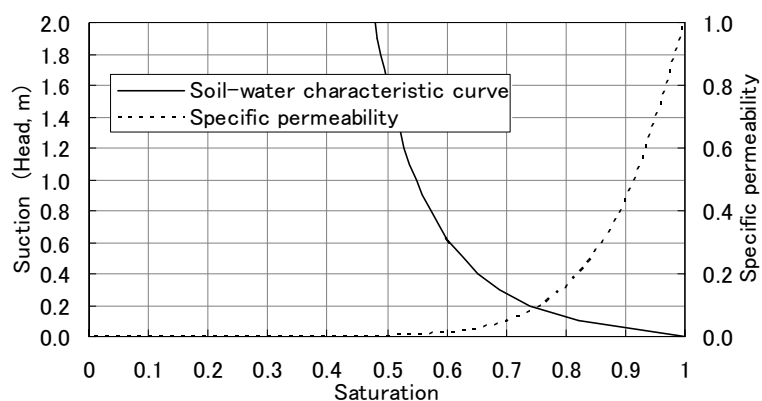


図 4.5.2-1 水分特性曲線および比透水係数

4.5.3 材料パラメータの設定

弾塑性モデルに用いるパラメータは、矢吹ら（2008）によって行われた淀川堤防砂の不飽和三軸試験結果を再現できるものとする。また、この試験結果から森中ら（2008）が弾粘塑性構成式に用いるパラメータを作成しているので、これも参考として三軸試験結果を再現するパラメータセットを作成する。作成したパラメータセットを表 4.5.3-1 に、軸差応力～軸ひずみ関係および軸差応力～体積ひずみ関係を図 4.5.3-2 に示す。

表 4.5.3-1 土質パラメータ

Soil	yodo
Method [※]	2
Initial void ratio e_0	0.535
Compression index λ	0.0804
Swelling index κ	0.009
Normalized Ini. shear modulus G_0/σ'_{m0}	250.0
Gravitational acceleration g (m/s ²)	9.8
Density ρ (t/m ³)	1.9
Stress ratio at phase transformation M_m^*	1.270
Stress ratio at failure M_f^*	1.270
Hardening parameter B_0^*	800
Hardening parameter B_1^*	20
Hardening parameter C_f	600
Quasi-OCR OCR [*]	1.3
Anisotropy parameter C_d	2000
Dilatancy parameters D_0^*, n	2.0, 2.0
Plastic ref. strain γ_{ref}^{P*}	0.008
Elastic ref. strain γ_{ref}^{E*}	0.08

※) 第 2 章 p.15 での手法のうち、どれを選択したかを示す

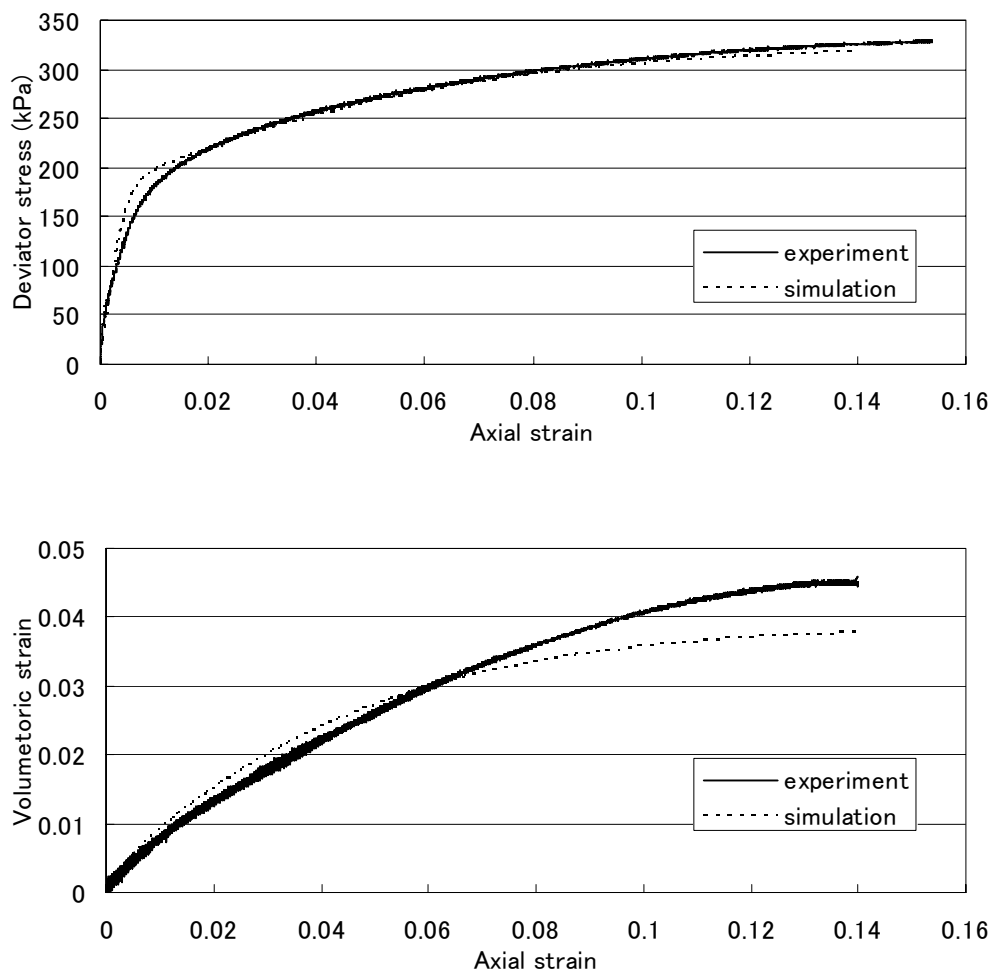


図 4.5.3-1 軸差応力～軸ひずみ関係，体積ひずみ～軸ひずみ関係

4.5.4 解析モデルおよび境界条件

本研究で用いる堤防モデルの概略図を図 4.5.4-1 に示す．実験で用いられた堤防模型を模擬するために，モデルの全長は 8.7m，高さは 1.5m であり，深さ 0.5m の基礎地盤上の上に堤防高 1.0m，天端 0.7m，二割勾配で左右対象の堤防盛土を考える．堤体左側（川表側）の水位を図 4.5.4-2 に示す水位時刻歴のように上昇させ，実験と同様に 24 時間後までの解析を実施する．なお，地盤の初期飽和度は森中ら（2008）の解析事例を参考に 60%としている．

境界条件は，変位境界条件と排水境界条件を設定する．まず，変位境界条件については，モデル底面は x, y 方向ともに固定境界，モデル側面は x 方向のみ固定の鉛直ローラーとしている．次に，排水境界条件は，モデル底面は非排水境界，側面は排水境界としている．堤体法面および基礎地盤上部は，間隙水圧が正ならば排水境界，負ならば非流入境界としている．また，川表側において水位上昇を考慮するため，水位以下の基礎地盤上部および堤体法面は，水位に応じた水頭境界としている．

堤防模型湛水実験結果では，川表側天端まで水位を上昇させたにもかかわらず，間隙水圧計では堤

体上部の水圧の上昇が鈍いことから、透水係数の不均一性が指摘されている。特に川表側法面部において透水係数が低いのではないかと推測されるため、淀川堤防砂の透水試験から得られた透水係数 ($k=4.79 \times 10^{-6}$ (m/s)) および西村ら (2009) の解析結果を参考に、表 4.5.4-1 に示す次の 3 ケースについて解析を実施することとする。

Case4-1：基礎地盤部、堤体部ともに飽和透水係数が一様であるとする

Case4-2：水平方向の飽和透水係数を鉛直方向の 10 倍とする

Case4-3：Case2 に加え、川表側堤体法面の透水係数を小さくする

また、数値解析条件としては LIQCA2D 資料（液状化解析手法 LIQCA 開発グループ，2009）および西村ら (2009) の解析事例を参考に、以下のように設定する。

Newmark の β 値：0.3025

Newmark の γ 値：0.6

Rayleigh 減衰の値：初期剛性依存， $\alpha_1=0.002$

計算時間増分 ΔT ：60.0 (s)

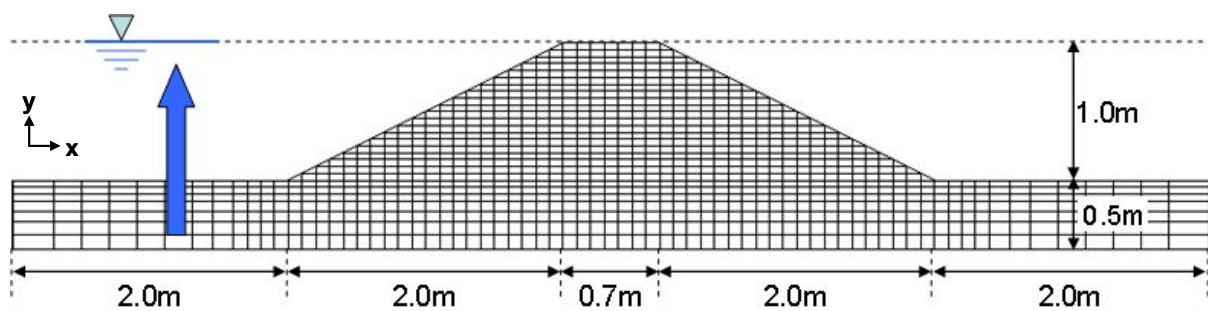


図 4.5.4-1 解析モデル

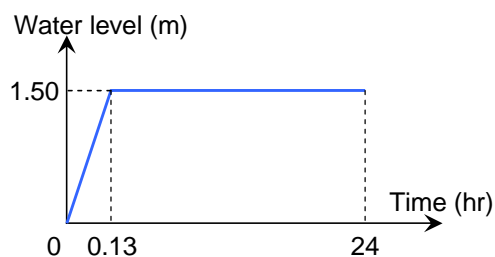


図 4.5.4-2 水位変化の時刻歴

表 4.5.4-1 解析ケースと透水係数

透水係数 (m/s)	堤体		川表法面	
	水平	鉛直	水平	鉛直
Case 4-1	4.79×10^{-6}	4.79×10^{-6}	4.79×10^{-6}	4.79×10^{-6}
Case 4-2	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-6}	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-6}
Case 4-3	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-6}	8.79×10^{-7}	8.79×10^{-7}

4.5.5 解析結果

(1)間隙水圧分布

まず、実験が再現できているかについて間隙水圧について着目する。図 4.5.5-1 に実験結果から推定される浸潤面を、図 4.5.5-2 に実験結果および Case4-1~4-3 の間隙水圧時刻歴を、図 4.5.5-3~図 4.5.5-5 に各ケースの飽和度分布図を示す。なお、実験では 5.5 時間後~7.3 時間後の間隙水圧は計測不良となっている。

Case4-1 では実験結果に比べて#4 の正の水圧が発生するタイミングが遅く、また、全体的に発生している水圧が小さい。これは、図 4.5.5-3 の飽和度分布に示すように、Case4-1 においては 24 時間後にも浸潤面が川裏側まで到達しておらず、堤防モデルの透水性が実験と異なったからであると考えられる。

Case4-2 は Case4-1 の結果を受けて、透水係数の違方性を考慮し、水平方向の透水係数を鉛直方向の 10 倍としたケースである。Case4-2 では各水圧計測点において正の水圧が生じる時刻が Case1 に比べてかなり早くなっており、実験結果に近づいている。しかし、24 時間後の間隙水圧は実験結果と比較して#1 では 1kPa 程大きくなっている等、全体的に大きな水圧となっている。また、図 4.5.5-4 に示す飽和度分布では、24 時間後に川裏側法面においても天端近くまで浸潤面が上昇するという結果が見られた。

ここで、実験結果の推定浸潤面に着目すると、川表側水位が天端まで上がりきっているにも関わらず、川表側の浸潤面が天端よりもかなり低い位置にある。この原因として、堤体成形時に堤体表面に出る大きな礫を取り除いているために、堤体の一部がより締固められたと推測できること。また、急激に川表側に水が溜められたことで大きな力が川表側法面にかかることになり、さらに締固められたと考えられることが挙げられる。そこで、Case4-3 では締固めにより間隙比が変化し、川表側法面の透水係数が小さくなったと推測して考察を行っている。

Case4-3 の間隙水圧の時刻歴では、まず#1、#4 が反応し、続いて#2、少し遅れて#3、#5 が反応するという、実験結果と同じ順序で正の水圧が発生していることが分かる。また、24 時間後の水圧でもほぼ実験結果と同じ値となっている。また、図 4.5.5-5 に示す Case4-3 の飽和度分布では、実験結果と同様に浸潤面は川表側天端まで上昇していない。この結果より、水圧の上昇については Case4-3 において実験結果を再現できていると言える。

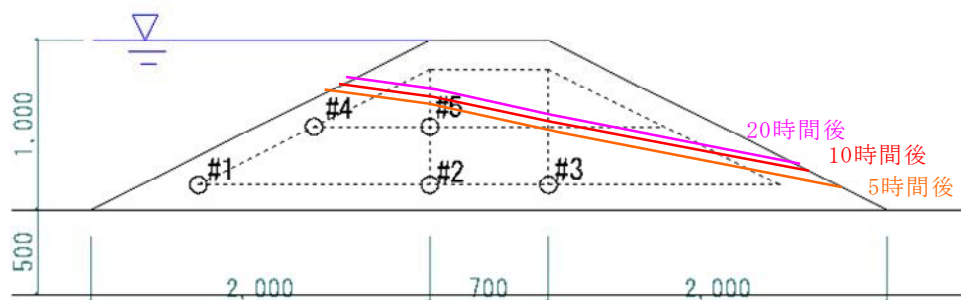


図 4.5.5-1 実験結果の推定浸潤面 (単位 : mm)

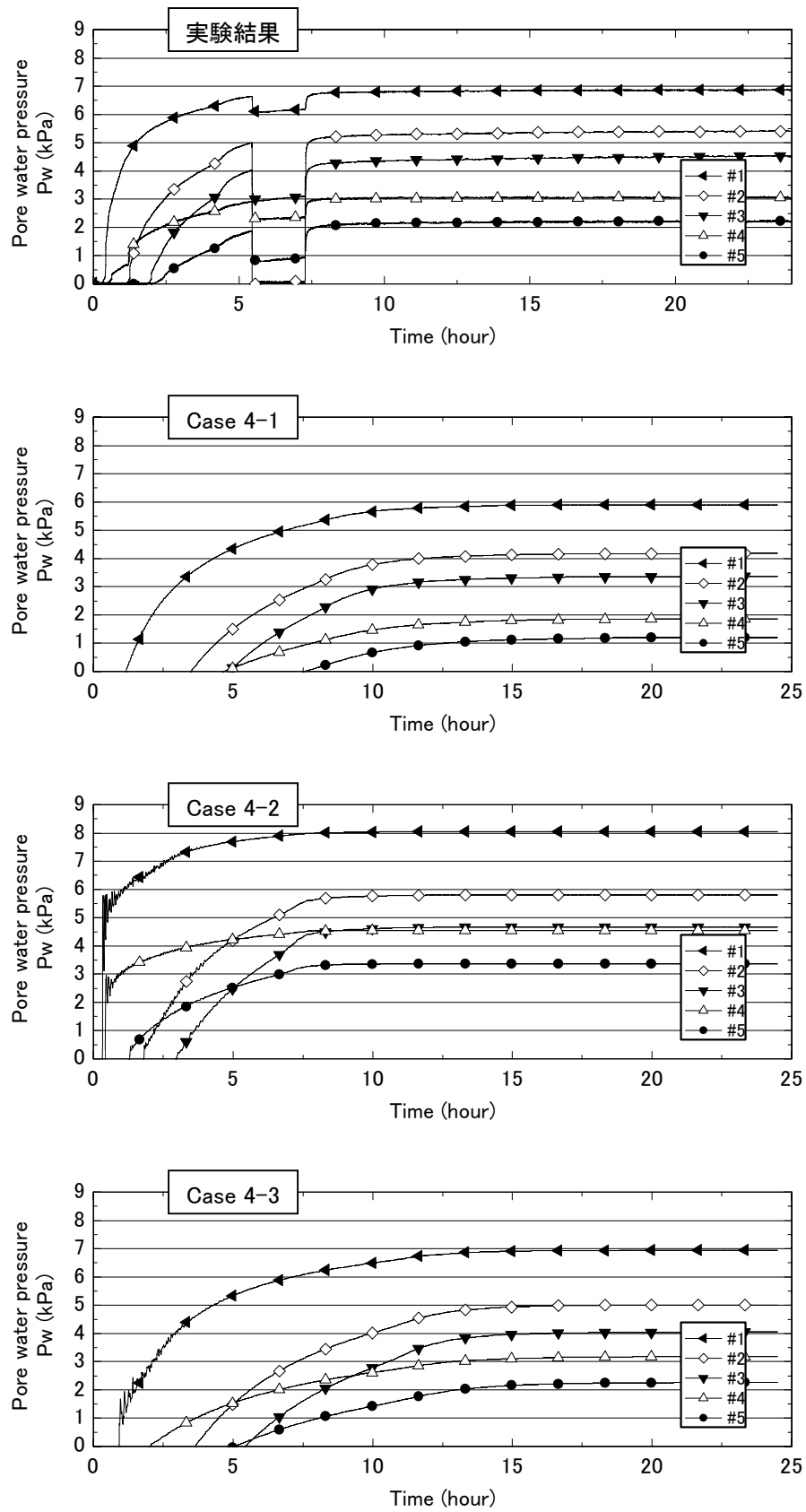


図 4.5.5-2 間隙水圧の時刻歴

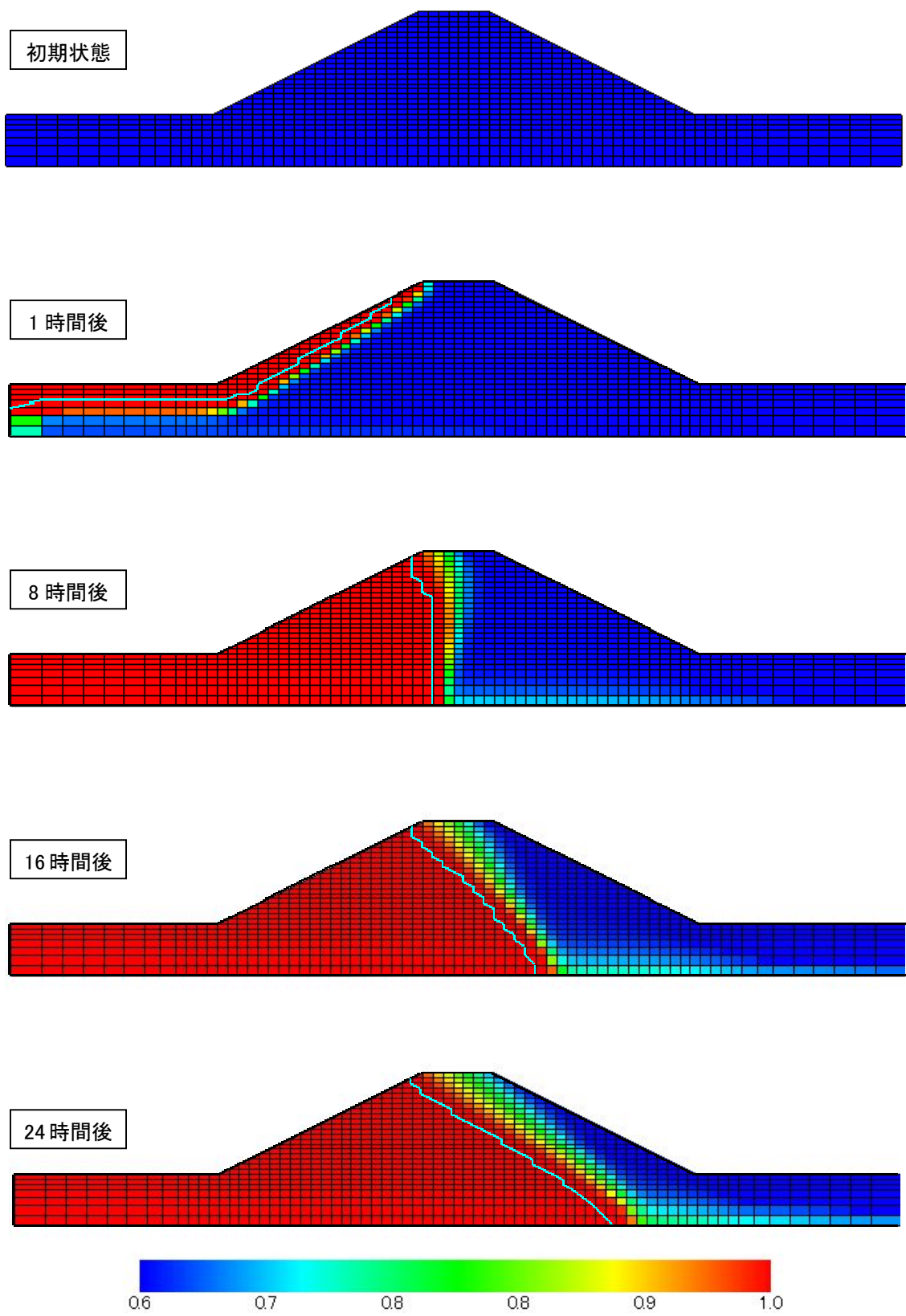


図 4.5.5-3 Case 4-1 飽和度分布 (水色線：浸潤面)

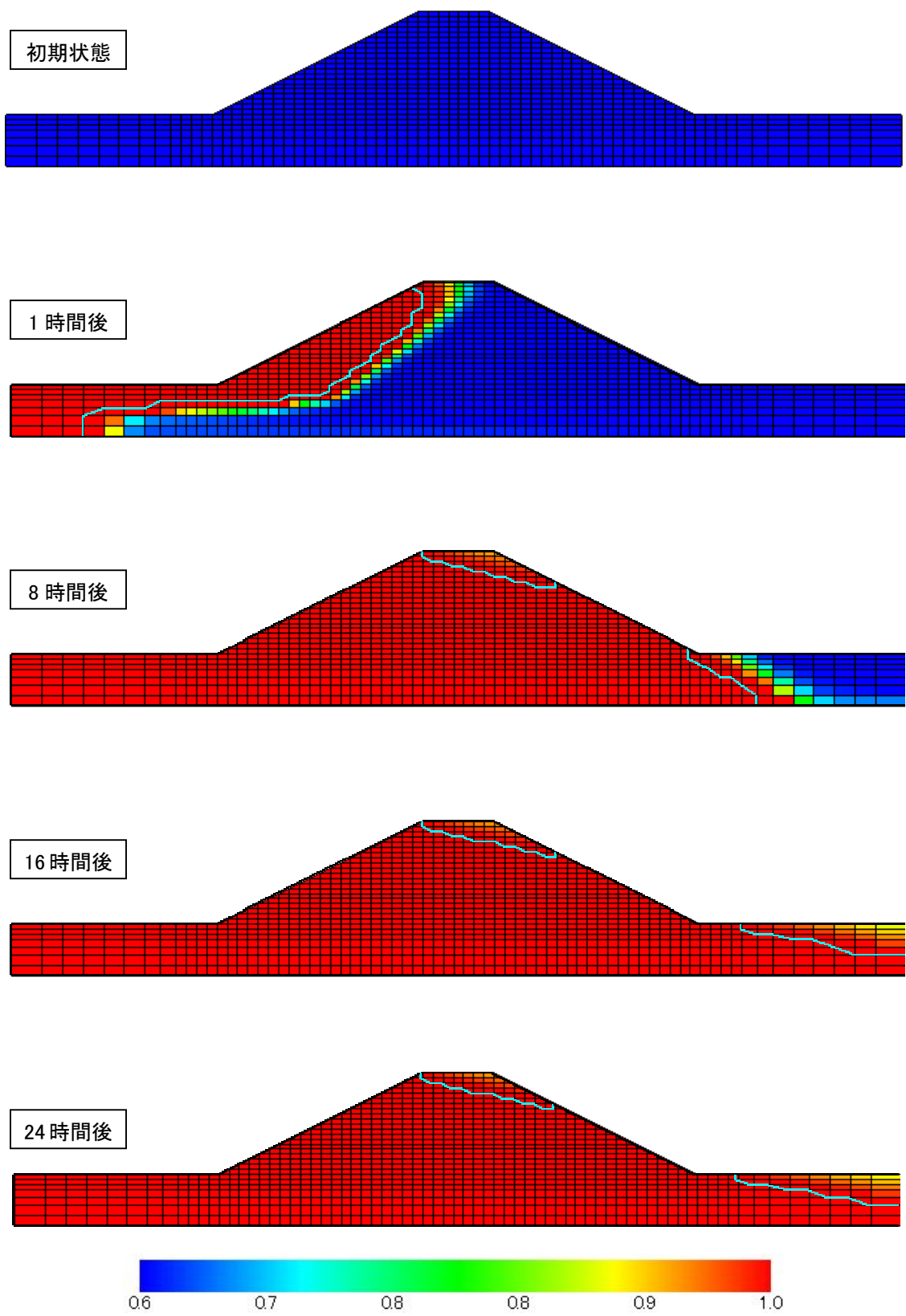


図 4.5.5-4 Case 4-2 飽和度分布 (水色線：浸潤面)

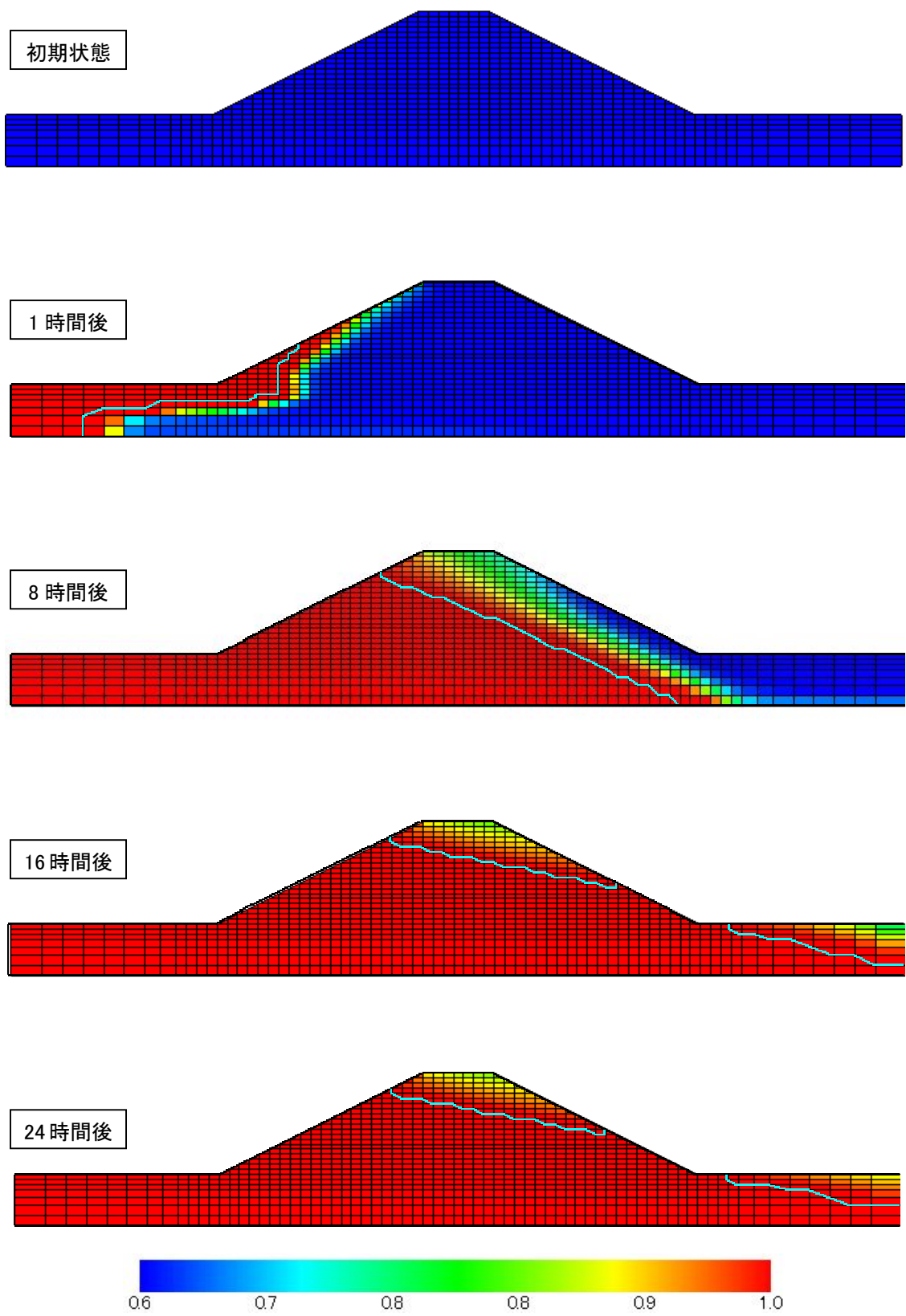


図 4.5.5-5 Case 4-3 飽和度分布 (水色線：浸潤面)

(2)Case4-3 の結果考察

水圧の発生状況を再現できた Case4-3 において、主に変形と応力について考察する。実験において観測された川裏側法面の垂直方向変位と、解析結果を図 4.5.5-6 に示す。実験結果、解析結果ともに約 5 時間後から急激に変位が発生し、実験では最大約 2.8mm、解析では最大約 2.4mm のはらみ出しが見られた。実験では②測点での変位が卓越して変位にややばらつきがあり、解析ではどの測点でもほぼ同じ変位となったという差異があるものの、本解析手法を用いることで水圧のみならず変形についても概ね実験を再現できている。

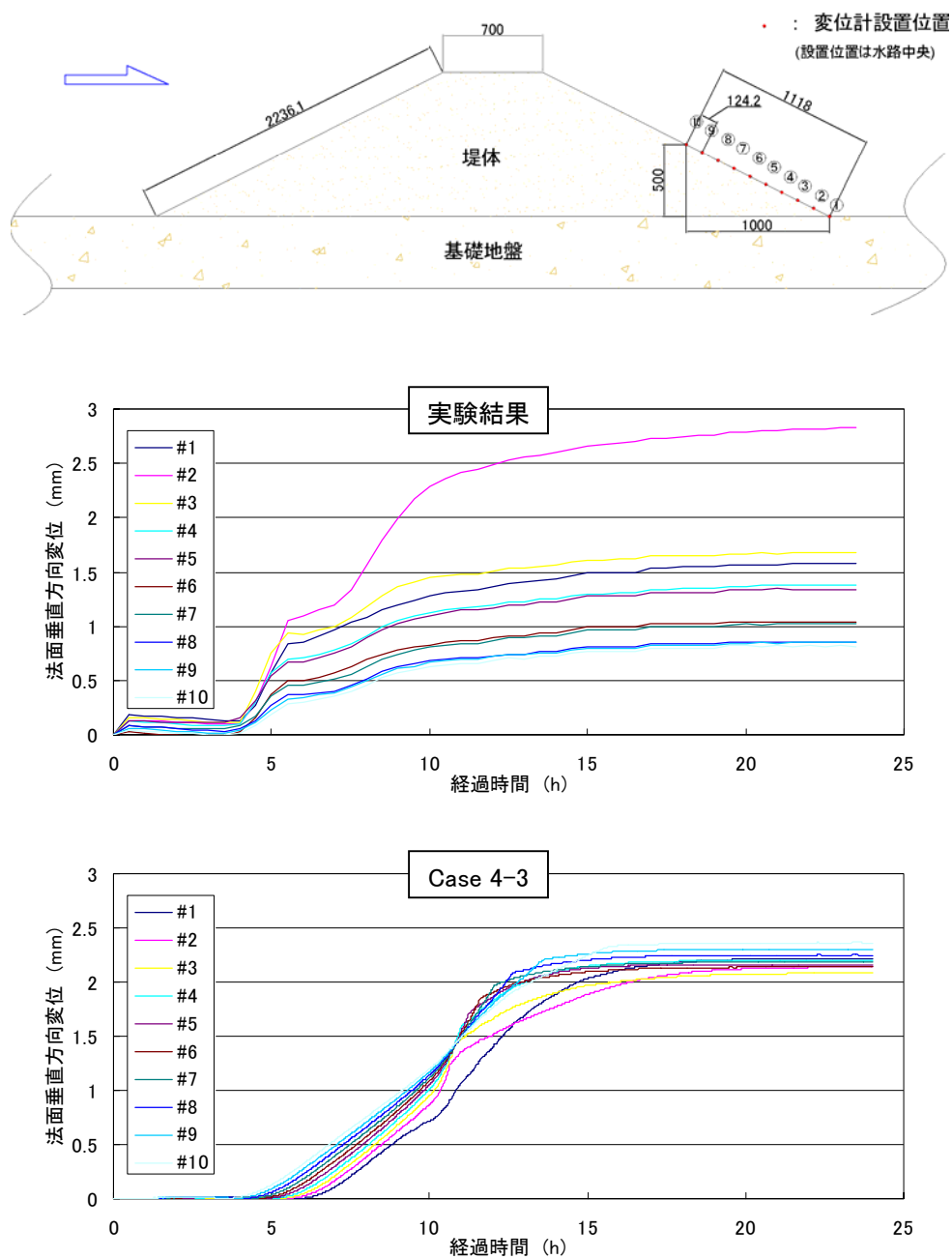


図 4.5.5-6 川裏側法面の垂直方向変位

Case4-3 の平均骨格応力分布を図 4.5.5-7 に示す。初期状態では水位以浅においてサクシオンが働いている。浸潤が進むにつれて最大となる赤い領域が減少していき、特に浸潤が川裏側に到達した後は、川裏側法尻部において骨格応力が 0 に近づいている。

Case4-3 の水平局所動水勾配分布を図 4.5.5-8 に示す。水平局所動水勾配は右向きを正としている。水位上昇に伴い川表側で大きな動水勾配を示している。特に川表側法面部において透水係数が小さい要素から大きい要素へ移り変わる場所では大きな動水勾配となっている。浸潤が川裏側へ到達すると川裏側法尻部において最大約 0.43 の水平局所動水勾配が発生している。これは河川堤防の構造検討の手引き（2002）における基準値（ $i < 0.5$, i : 裏法尻近傍の基礎地盤の局所動水勾配の最大値）以下である。

続いて蓄積塑性偏差ひずみテンソルの第二不変量 γ^p について述べる。蓄積塑性偏差ひずみテンソルの第二不変量とは、塑性偏差ひずみテンソルの第二不変量の増分の蓄積量のことであり、次式で定義される。

$$\gamma^p = \int d\gamma^p, \quad d\gamma^p = \left(de_{ij}^p de_{ij}^p \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.1)$$

ここで、 de_{ij}^p は塑性偏差ひずみ増分テンソルで次式のように定義される。

$$de_{ij}^p = d\varepsilon_{ij}^p - \frac{1}{3} \delta_{ij} \varepsilon_{kk}^p \quad (4.2)$$

ここで、 $d\varepsilon_{ij}^p$ は塑性ひずみ増分テンソルで、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタである。以後、この蓄積塑性偏差ひずみテンソルの第二不変量 γ^p を、蓄積塑性偏差ひずみと呼ぶことにする。図 4.5.5-9 に蓄積塑性偏差ひずみの分布図を示す。

解析初期は、急激な水位上昇によって川表側基礎地盤、川表側法面に大きな力がかかることにより、川表側で大きなひずみが発生している。その中でも特に川表側基礎地盤部およびにおいて大きなひずみが発生している。また、川裏側に浸潤が達した後は、川裏側法尻部において大きな蓄積塑性偏差ひずみが急激に発生している。24 時間後には川裏側法尻付近で最大約 2.45% のひずみが発生している。この最もひずみが大きく発生した川裏側要素 86 の応力経路を図 4.5.5-10 に示す。川裏側への浸潤到達前は、堤防全体が川表側から川裏側へと圧力を受けた影響により、初期状態から偏差応力の値が上昇している。その後、浸潤到達に伴う水圧上昇により骨格応力が減少し、原点へと向かっている。

以上の結果を下記にまとめる。

- ・実験の状況や透水係数の異方性を考慮することで、実験で計測された間隙水圧分布を再現することができた。また、間隙水圧だけでなく、裏法面の変形量についても概ね実験を再現することができた。
- ・堤体のひずみの発生状況は、初期は急激な水位上昇に伴う表面力の増加により、川表側の特に基礎地盤部においてひずみが発生した。その後、浸潤が進行し川裏側に到達した後、川裏側法尻部に川表側のひずみを上回る大きなひずみが発生し、特に川裏側法尻部に最も大きいひずみが発生している。

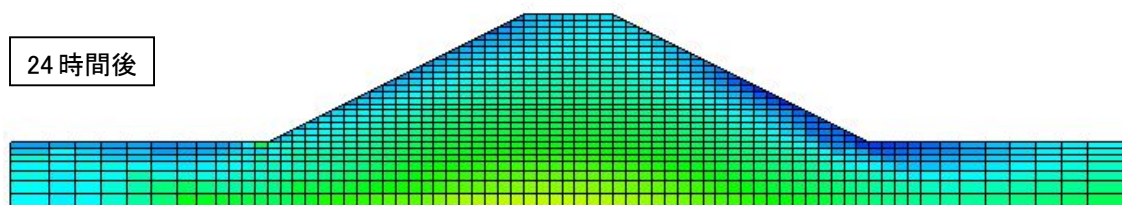
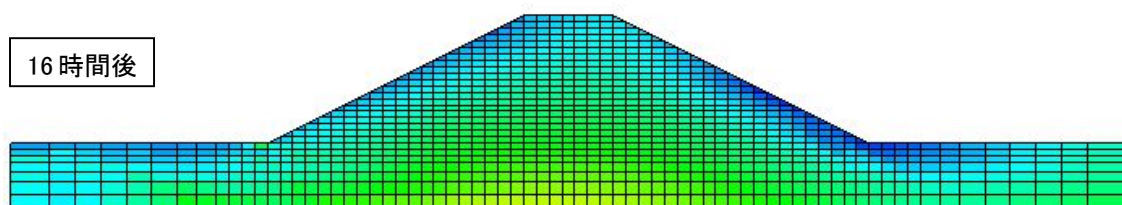
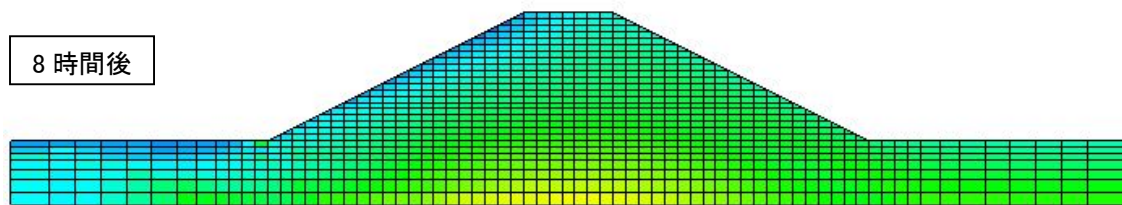
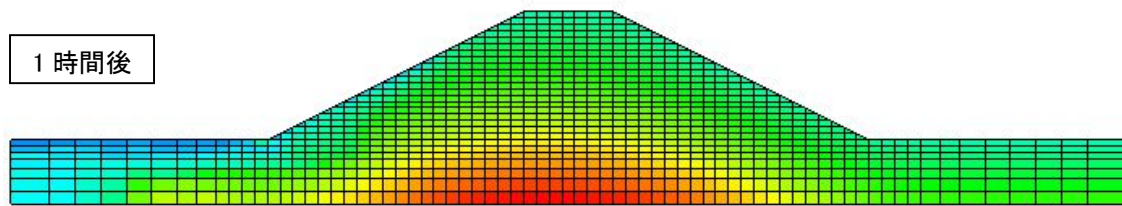
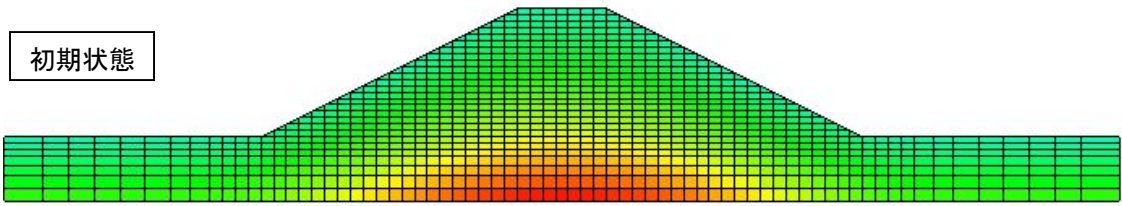


図 4.5.5-7 Case 4-3 平均骨格応力分布

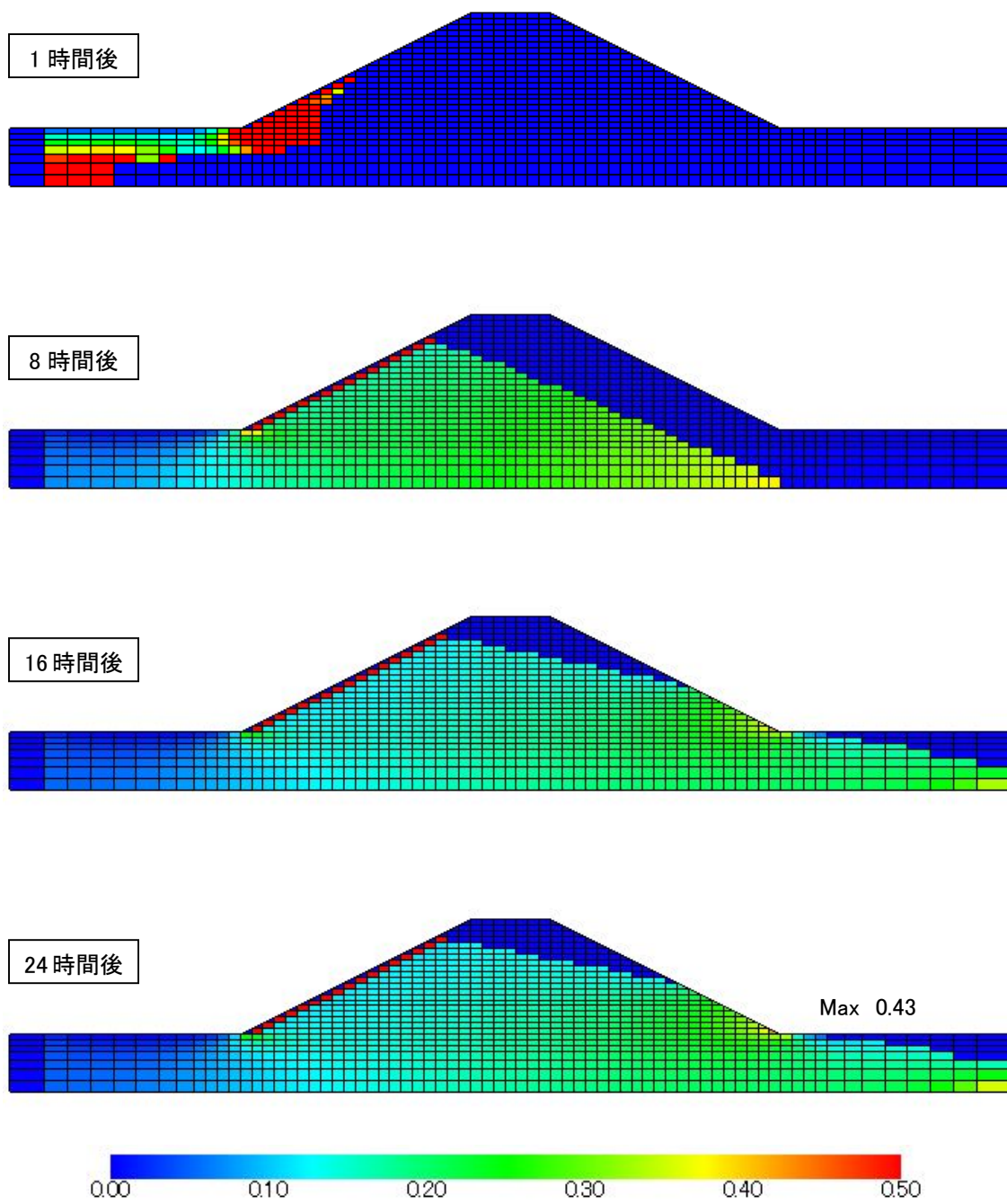


図 4.5.5-8 Case 4-3 水平局所動水勾配分布

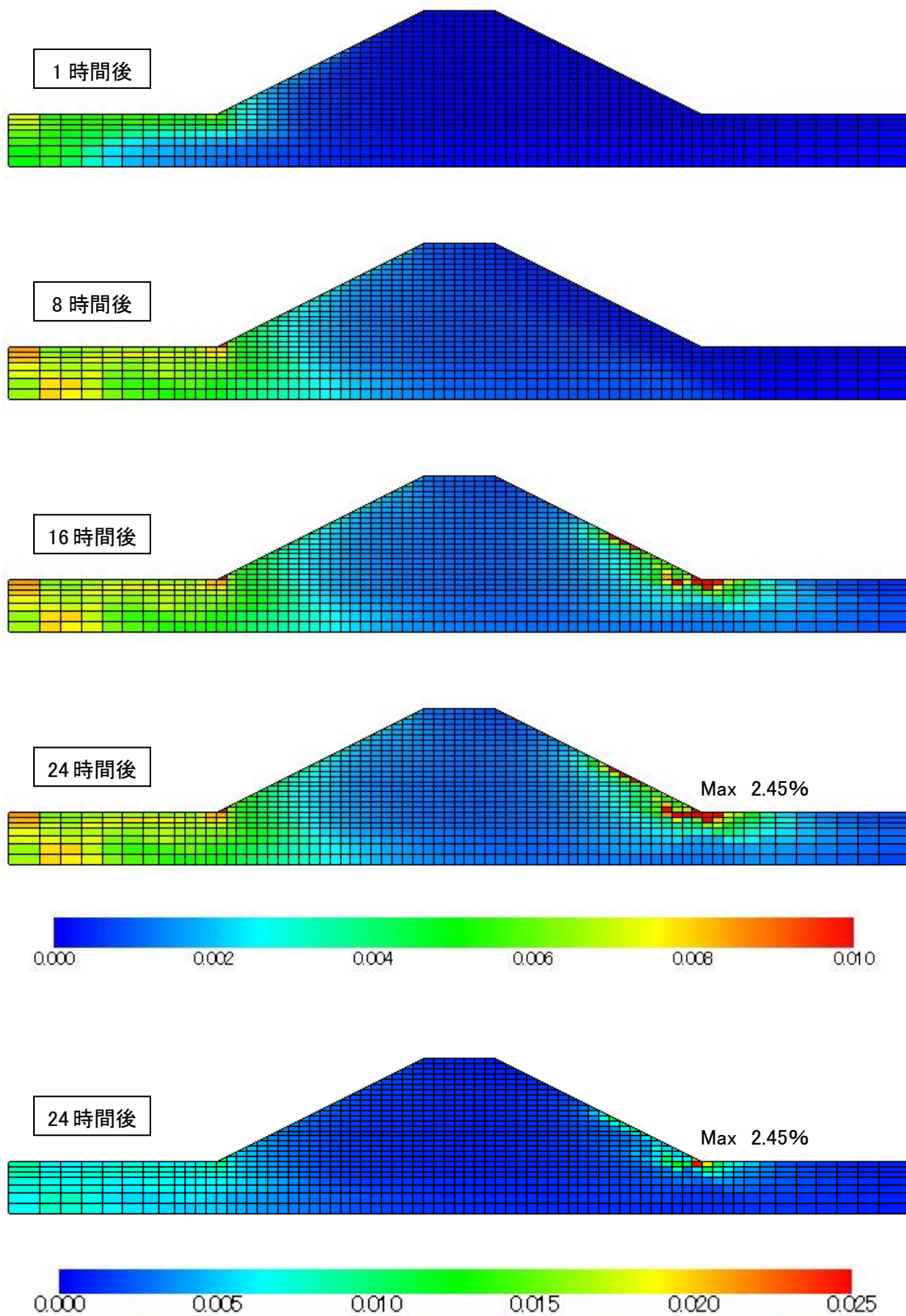


図 4.5.5-9 Case 4-3 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

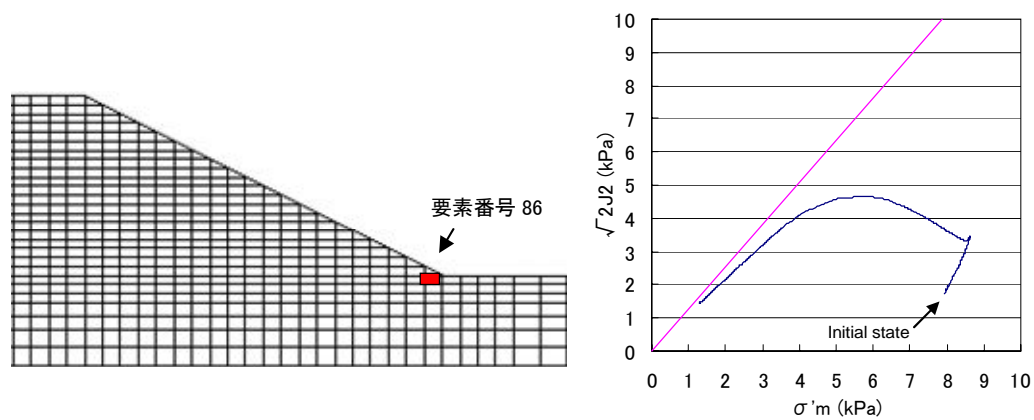


図 4.5.5-10 蓄積塑性偏差ひずみが最大となる要素 86 の応力径路

4.6 実堤防を模擬した解析

前節にて堤防模型実験のシミュレーションを行い、提案した手法が水圧だけでなく変形についても概ね再現できることが示された。本節では、典型的な実物大の堤防を模擬し、河川水位上昇や降雨浸透が堤防にどのような影響を与えるのかについて考察する。

また、細粒分を含有する砂や緩い砂は内部構造の変化に伴い強度が変化することや、不飽和土はサクシジョンの影響を強く受け、サクシジョンが解放されると強度が低下することが知られている。そこで、本節では第2章にて示した内部構造の変化およびサクシジョンの低下による強度変化が堤防にどのように影響するかについても考察する。

4.6.1 堤防モデルおよび解析条件

実堤防を模擬したモデルを図4.6.1-1に示す。堤防高6m、天端幅5m、法面勾配は1:2である。変位境界条件は底面変位固定、側面鉛直ローラーとし、水位境界条件は川表側の水位を1/3 (m/hr)で上昇させ、18時間かけて水位を天端まで上昇させた後一定に保つこととする。なお、初期水位は基礎地盤上面としている。

用いた材料は堤体、基礎地盤部ともに前節で用いた淀川堤防砂と同じ弾塑性パラメータおよび水分特性である。なお、前節でのシミュレーションの結果、淀川堤防砂の透水試験より水平方向の透水係数が大きいことが推測されていることを参考に、本検討では水平・鉛直ともに淀川堤防砂の試験で得られた値の10倍の値 ($k=4.79 \times 10^{-5}$ (m/s)) を用いることとする。また、地下水位以浅の要素の初期飽和度は60%とした

降雨のみのケースでは左右対称となるため、左側半断面のみのモデルで検討を実施する。また、数値解析条件は前節と同様の値を用いる。

4.6.2 解析ケース

解析ケース一覧を表4.6.2-1に示す。無対策、降雨なしのCase0を基本ケースとし、対策の有無、降雨の有無、サクシジョンや内部構造の変化を構成式で考慮するか否かについてケース分けしている。図中の△部 ($x=41.2\text{m}$, $y=12.7\text{m}$) および○部 ($x=20.6\text{m}$, $y=10.1\text{m}$) は図4.6.3.6、図4.6.3-7での出力要素である。

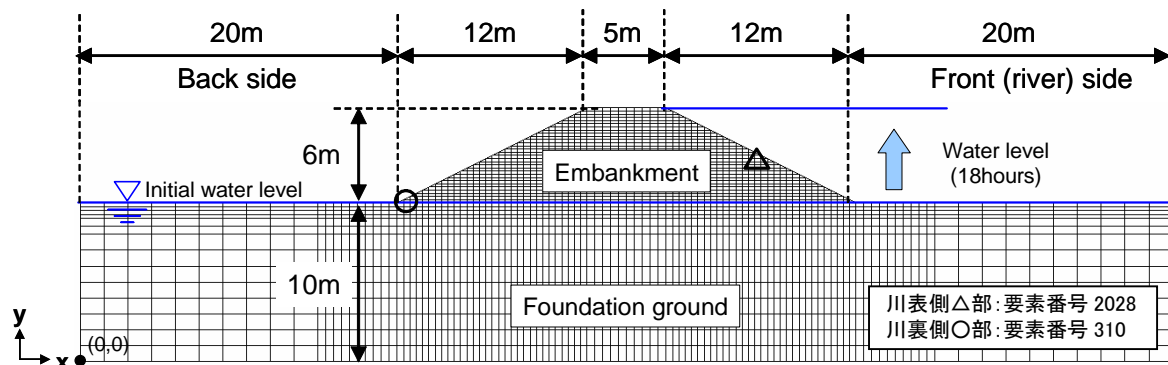


図 4.6.1-1 実堤防モデル

表 4.6.2-1 解析ケース

ケース	透水係数 (m/s)		対策工	降雨条件	内部構造およびサクシオン変化の影響の考慮※1)
	基礎地盤部	堤体部			
Case0	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	—	—	—
CaseT-1	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	ドレーン工法	—	—
CaseT-2	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	表法面被覆工法	—	—
CaseT-3	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	遮水コア	—	—
CaseR-1	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	—	10mm × 80hr	—
CaseR-2	1.00×10^{-5}	1.00×10^{-5}	—	10mm × 80hr	—
CaseR-3	1.00×10^{-5}	1.00×10^{-6}	—	10mm × 80hr	—
CaseR-4	1.00×10^{-6}	1.00×10^{-5}	—	10mm × 80hr	—
CaseC-1	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	—	—	S
CaseC-2	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	—	—	B
CaseC-3	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	—	—	γ
CaseC-4	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	—	—	S+B
CaseC-5	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	—	—	S+ γ
CaseC-6	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	—	—	B+ γ
CaseC-7	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	—	—	S+B+ γ

※1) 内部構造およびサクシオン変化の影響について

S : サクシオン減少に伴う過圧密境界面の変化を考慮

B : サクシオン減少に伴う硬化パラメータの変化を考慮

 γ : 内部構造の変化を考慮

4.6.3 基本ケースの解析結果

最初に、基本ケースである Case0 の解析結果について述べる。基本ケースの解析時間は水位上昇開始から 24 時間後までである。図 4.6.3-1～図 4.6.3-5 に、飽和度分布、間隙水圧分布、平均骨格応力分布、水平局所動水勾配分布、蓄積塑性偏差ひずみ分布をそれぞれ示す。

図 4.6.3-1 の飽和度分布および図 4.6.3-2 の間隙水圧分布では、水位上昇に伴う浸潤により、川表側から川裏側へと間隙水圧が上昇している。また、川裏側への浸潤面の到達は約 18 時間後である。そして図 4.6.3-3 の平均骨格応力分布では、堤体内の間隙水圧の上昇に伴って平均骨格応力が減少している。初期は約 112kPa の赤い部分が堤体中央部に見られたが、24 時間後にはその最大値を示す赤い領域がかなり狭くなっていることが分かる。サクシオンが解放され、堤体の平均骨格応力が減少し、全体的に強度が低下している状態にあるといえる。

図 4.6.3-4 の水平局所動水勾配分布では、浸潤初期には川表側で大きな値を示しているが、堤体内への浸潤面の進行とともに最大値を示す場所が川表側から川裏側へと移行するように、浸潤面に沿って値の大きな範囲が分布している。24 時間後の川裏側法尻の水平局所動水勾配は 0.59 となっており、これは河川堤防の構造検討の手引き（2002）における基準値 ($i < 0.5$) を上回っている。

図 4.6.3-5 の蓄積塑性偏差ひずみ分布では、浸潤初期は川表法面においてひずみが発生しているが、24 時間後では川裏側法尻部において卓越したひずみが発生している。このとき、大きなひずみは川裏側法面の浸潤到達位置～法尻最下部に集中しており、この中でも法尻最下部において最も大きなひずみが発生している。

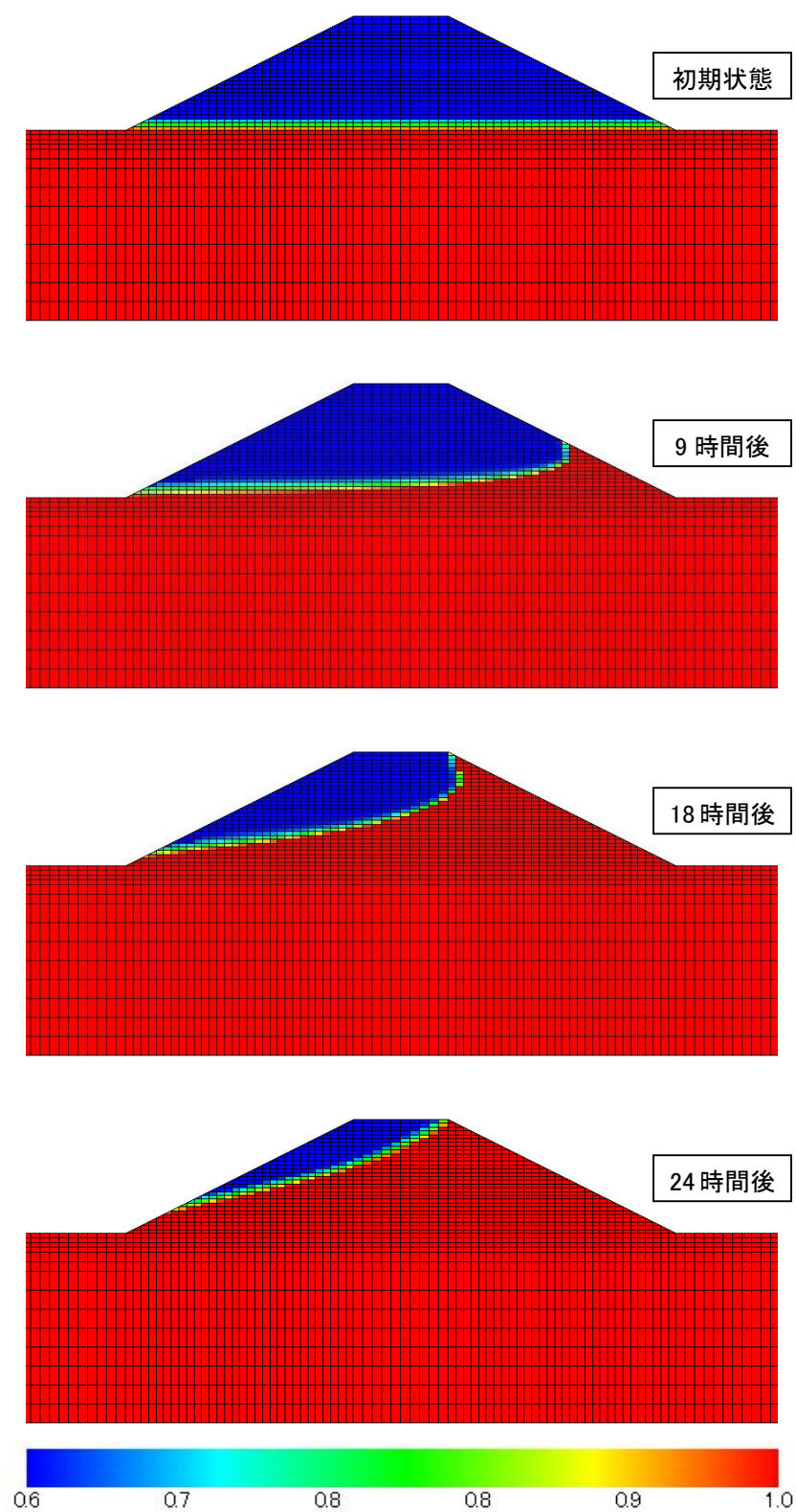


図 4.6.3-1 Case 0 の飽和度分布

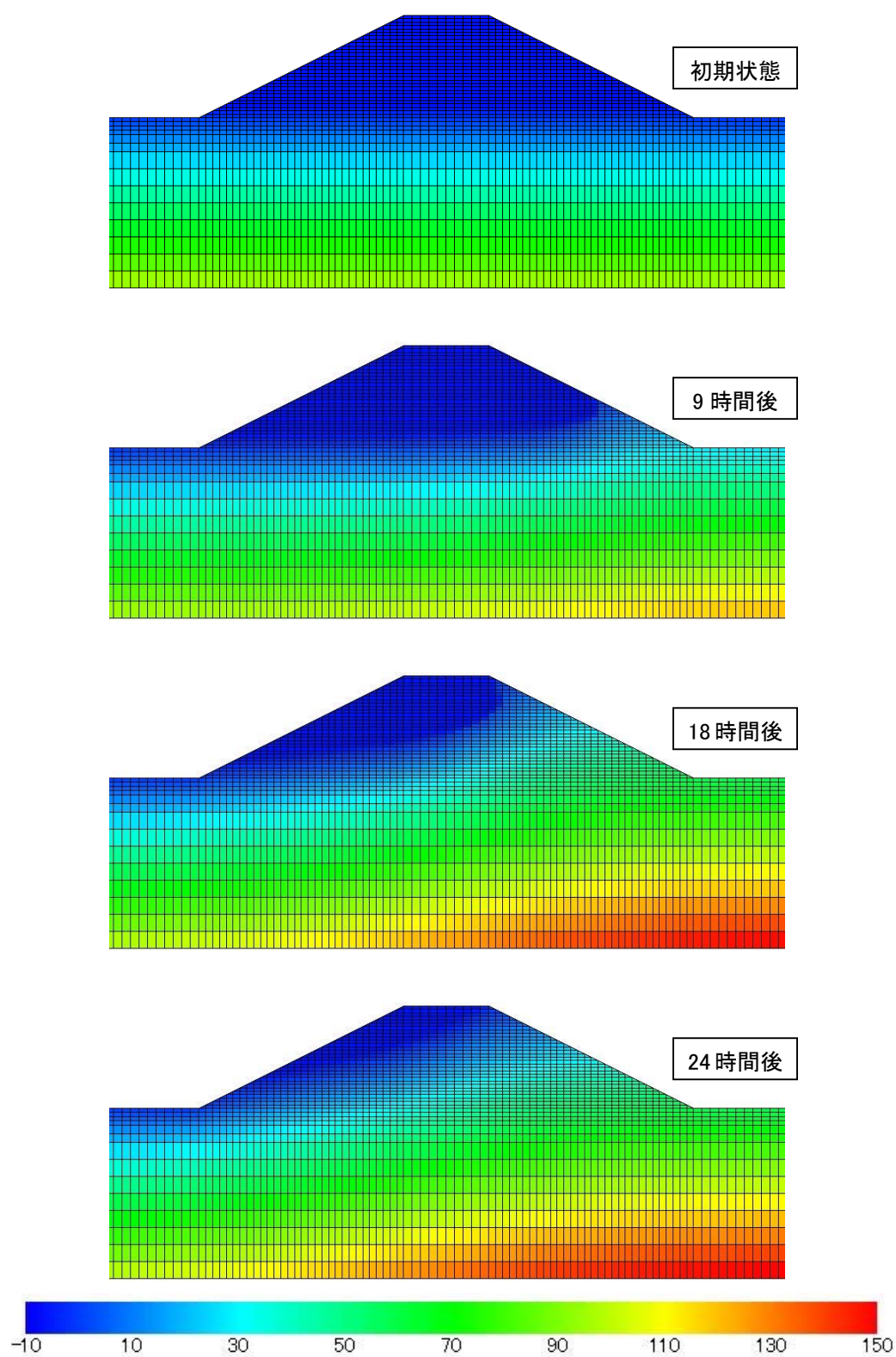


図 4.6.3-2 Case 0 の間隙水圧分布

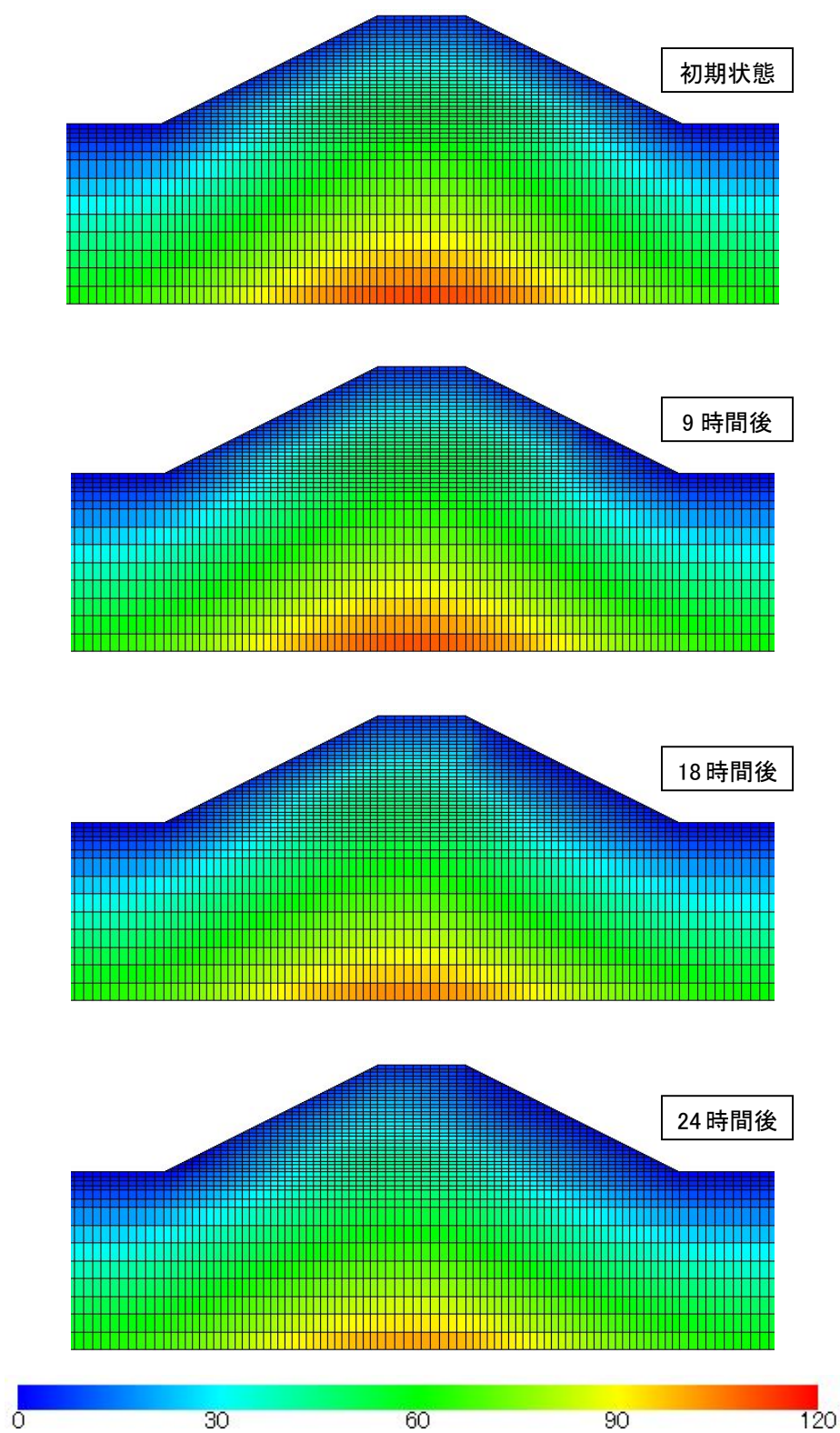


図 4.6.3-3 Case 0 の平均骨格応力分布

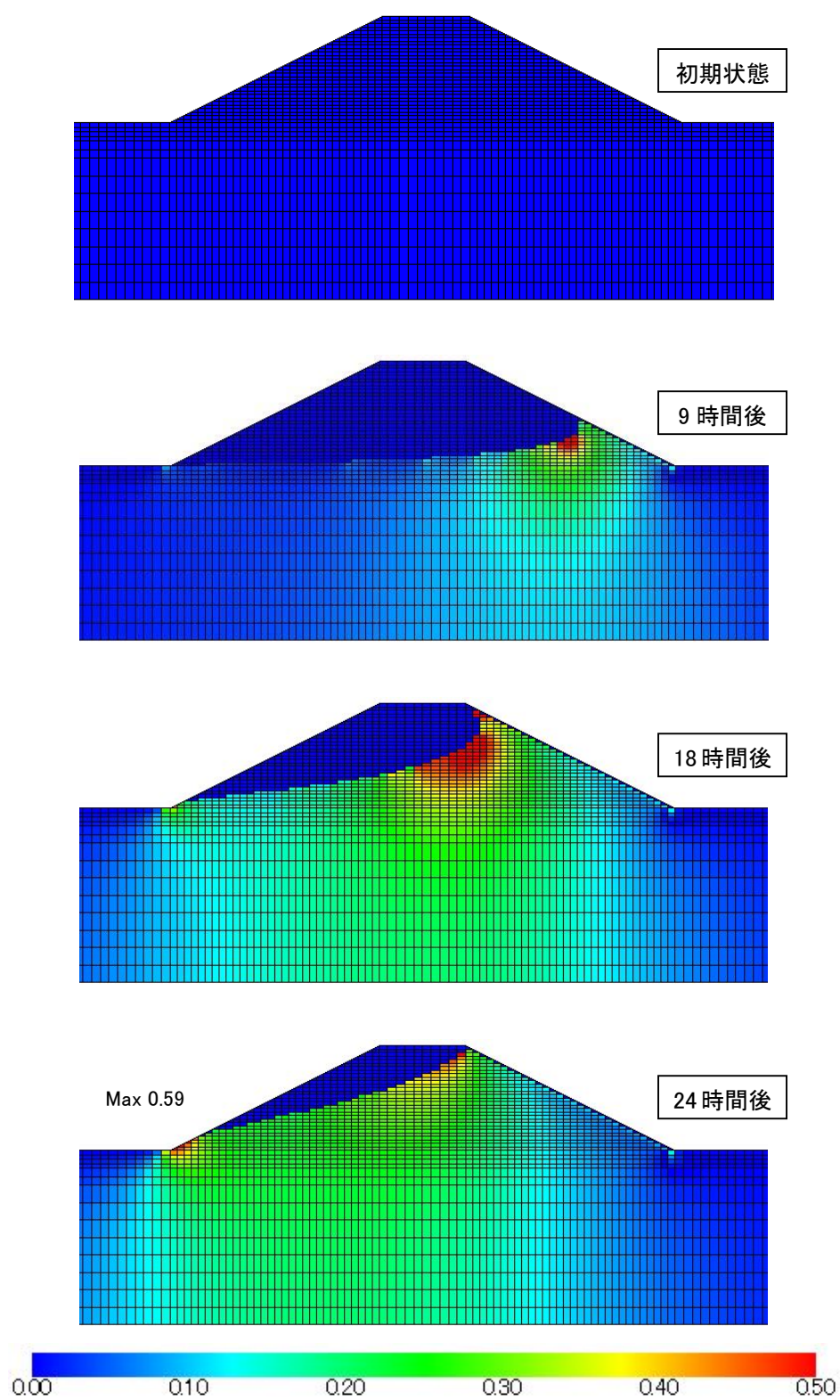


図 4.6.3-4 Case 0 の水平局所動水勾配分布

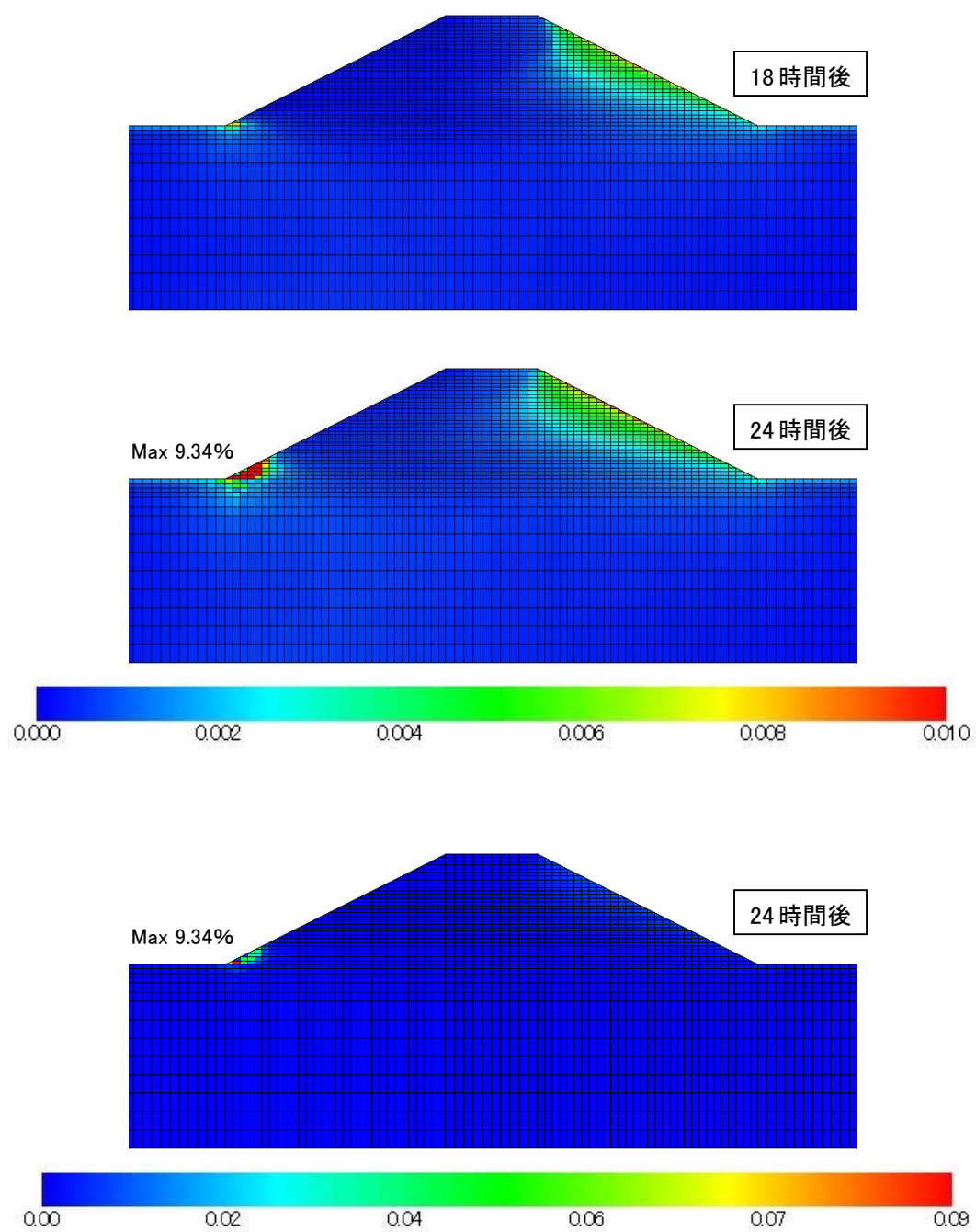


図 4.6.3-5 Case 0 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

図 4.6.3-6 および図 4.6.3-7 に、図 4.6.2-1 に示す川表側△部と川裏側○部での水圧，応力，塑性体積ひずみの時刻歴および応力径路を示す．川表側△部では，初期において水位上昇に伴う川表側法面にかかる力により体積は圧縮している．しかし浸潤が到達する約 12 時間後以降は膨張側に転じている（圧縮が正）．この挙動は 4.3 節における 1 次元解析の結果と同様である．川裏側○部では，基礎地盤部からの水位上昇に伴い約 11 時間後に水圧が正に転じているが，浸潤面が到達する約 18 時間後までは大きな塑性体積ひずみは生じていない．一方，浸潤面が到達した約 18 時間後以降は膨張側の体積ひずみが急激に発生している．また応力径路では時間経過に伴い応力が原点へと向かっている．

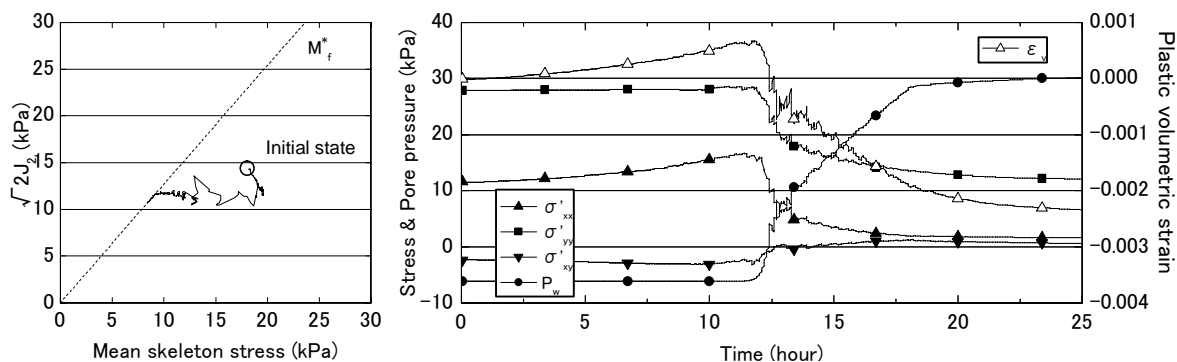


図 4.6.3-6 川表側△部（要素 2028）での応力径路および応力，水圧，塑性体積ひずみ時間関係

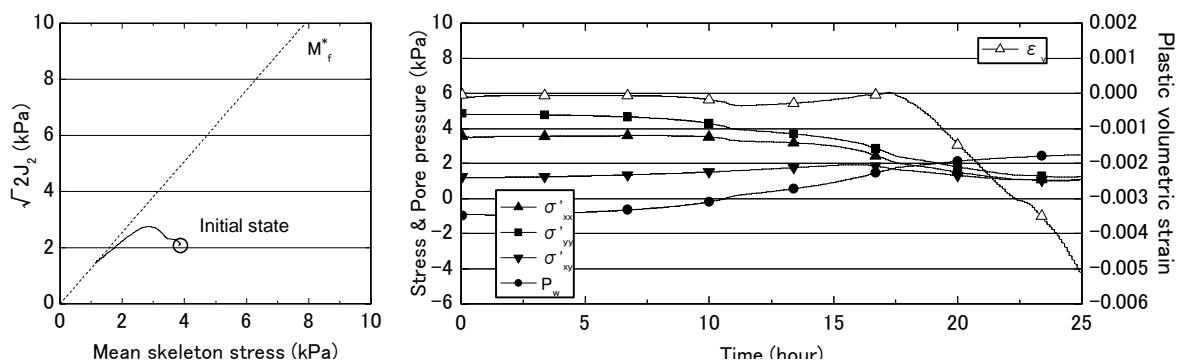


図 4.6.3-7 川裏側○部（要素 310）での応力径路および応力，水圧，塑性体積ひずみ時間関係

4.6.4 対策工を考慮したケースの解析結果

対策工のモデルおよび対策工に用いた透水係数を図 4.6.4-1 に示す。このとき、対策工の材料は堤防モデルに用いた淀川堤防砂のパラメータをそのまま用い、透水係数のみを変化させた。対策工の透水係数は河川堤防の構造検討の手引き (2004) を参考に設定した。対策工を用いた解析ケースおよび、各ケースにおいて 24 時間後に川裏側法尻で発生した最大の蓄積塑性偏差ひずみを表 4.6.4-1 に示す。

図 4.6.4-2 および図 4.6.4-3 に CaseT-1 の飽和度分布および蓄積塑性偏差ひずみ分布を示す。飽和度分布よりドレーンにより川裏側の浸潤面の上昇が抑制されていることが分かる。また、24 時間後の川裏側法尻部の蓄積塑性偏差ひずみは約 0.22% となっており、無対策の場合の 9.34% から大幅に減少している。本検討ではドレーン材部分でも、透水係数以外は淀川堤防砂のままのパラメータをそのまま用いているため、実際には川裏側の安全性はより増しているであろうことが推測される。また、水位上昇開始から 50 時間後には水面は定常状態となっており、この時の川裏側法尻部の蓄積塑性偏差ひずみが約 0.29% にとどまっていることから、ドレーンによる対策工法はきわめて有効であることが分かる。

図 4.6.4-4 に CaseT-2 の飽和度分布および蓄積塑性偏差ひずみ分布を示す。飽和度分布より表法面被覆により川表からの水の流入が抑制されていることが分かる。しかし川表側基礎地盤部から水が回り込んでおり、24 時間後には堤防高の約半分まで川表側の浸潤面が上昇している。24 時間後の川裏側法尻部の蓄積塑性偏差ひずみは約 0.65% となっており、無対策の場合の 9.34% から大幅に減少しているが、川表側法面に最大 4.61% の大きなひずみが発生している。本検討では表法面被覆部分でも淀川堤防砂のままのパラメータをそのまま用いているため、大きなひずみが生じている。実際に対策工を実施する場合には河川水の重量に耐えられる材料を用いて被覆する必要があると思われる。

図 4.6.4-5 に CaseT-3 の飽和度分布および蓄積塑性偏差ひずみ分布を示す。飽和度分布より、遮水コアにより川表からの水の浸潤が中央部にて遮られている。しかし基礎地盤部の基礎地盤部の透水係数が大きいため遮水コア底面から水が回り込んでおり、24 時間後には川裏側の浸潤面が上昇してしまっている。このため、24 時間後の川裏側法尻部の蓄積塑性偏差ひずみは約 6.20% と無対策の場合の 9.34% からは減少しているものの、大きなひずみを生じている。この結果より、遮水コアにより対策を実施する場合は、基礎地盤部の透水係数が小さくことが条件であることが分かる。

図 4.6.4-6 に各ケース解析最終時刻における水平局所動水勾配分布を示す。CaseT-1 ではドレーンにより浸潤面の上昇が抑制され、50 時間後においても川裏側法尻部における水平局所動水勾配が $i=0.25$ までしか上昇していない。CaseT-2 でも川表側からの水の流入が抑制された結果、24 時間後で $i=0.45$ と、無対策の場合の 0.59 から減少している。一方、CaseT-3 では、24 時間後には $i=0.58$ となっており、無対策の場合と大差のない結果となった。また、各ケース解析最終時刻での川裏側法尻最大ひずみがそれぞれ 0.29%、0.65%、6.20% であったことを鑑みると、河川堤防の構造検討の手引き (2002) における堤防の安全性の基準値 ($i < 0.5$, i : 裏法尻近傍の基礎地盤の局所動水勾配の最大値) と今回の結果はよく一致している結果となった。ただし、土質条件によっては $i < 0.5$ の場合でも大きな変形を生じることが考えられるため、今後、本手法のような変形を考慮できる解析法にて検討事例を重ねることが望まれる。

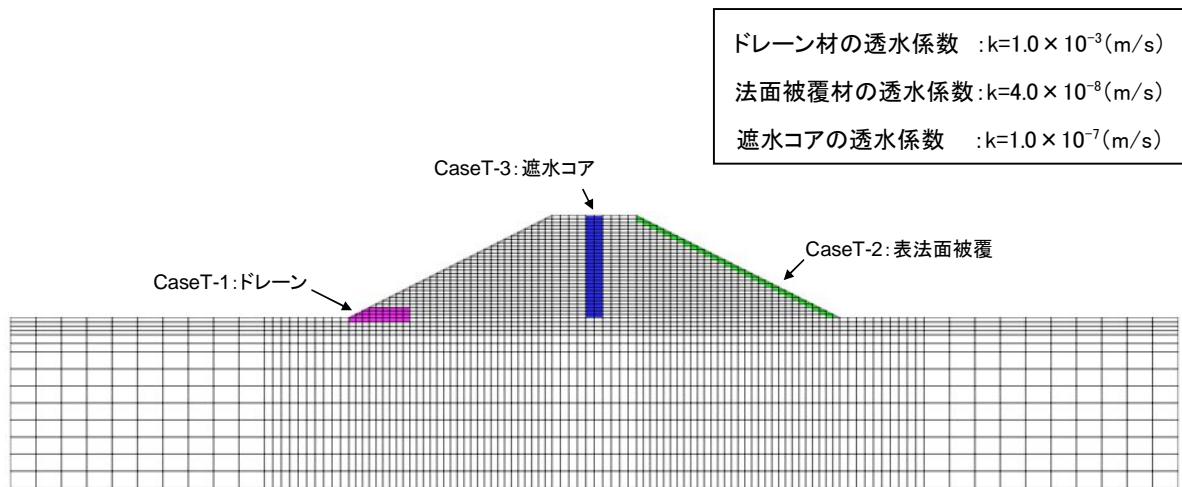


図 4.6.4-1 対策工のモデル

表 4.6.4-1 対策工の解析ケースおよび川裏側法尻部の最大ひずみ

ケース	透水係数 (m/s)		対策工	24時間後の川裏側法尻部 最大蓄積塑性偏差ひずみ (%)
	基礎地盤部	堤体部		
Case 0	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	—	9.34
Case T-1	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	ドレーン工法	0.22
Case T-2	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	表法面被覆工法	0.65
Case T-3	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	遮水コア	6.20

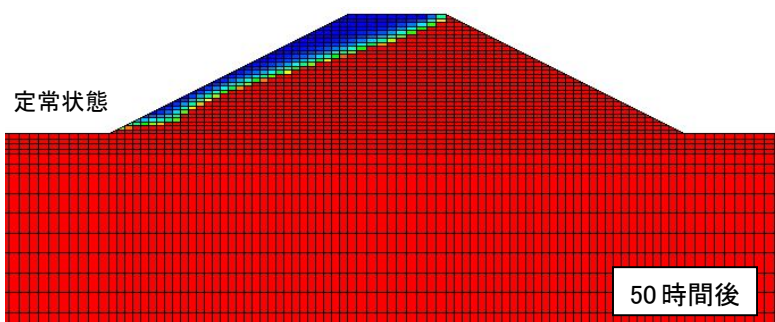
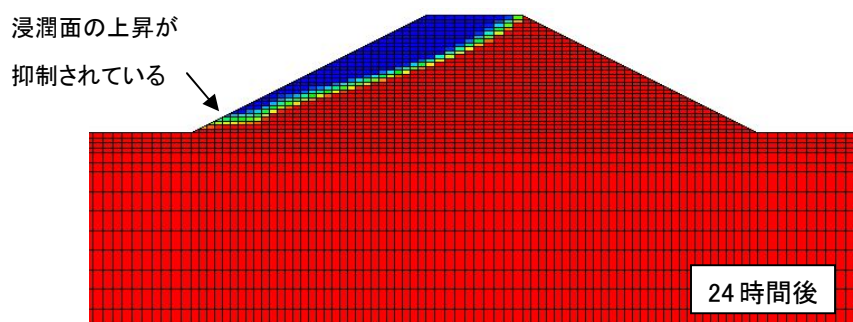
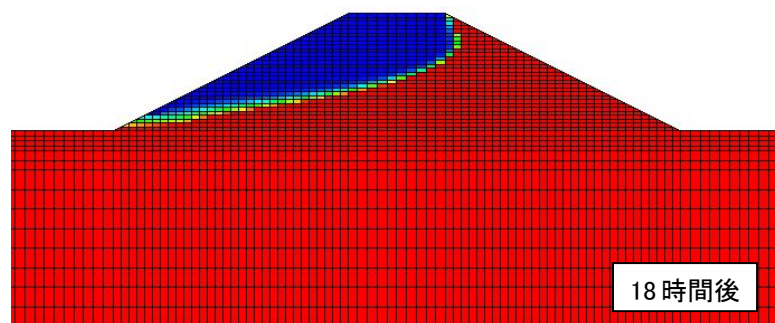


図 4.6.4-2 Case T-1 の飽和度分布

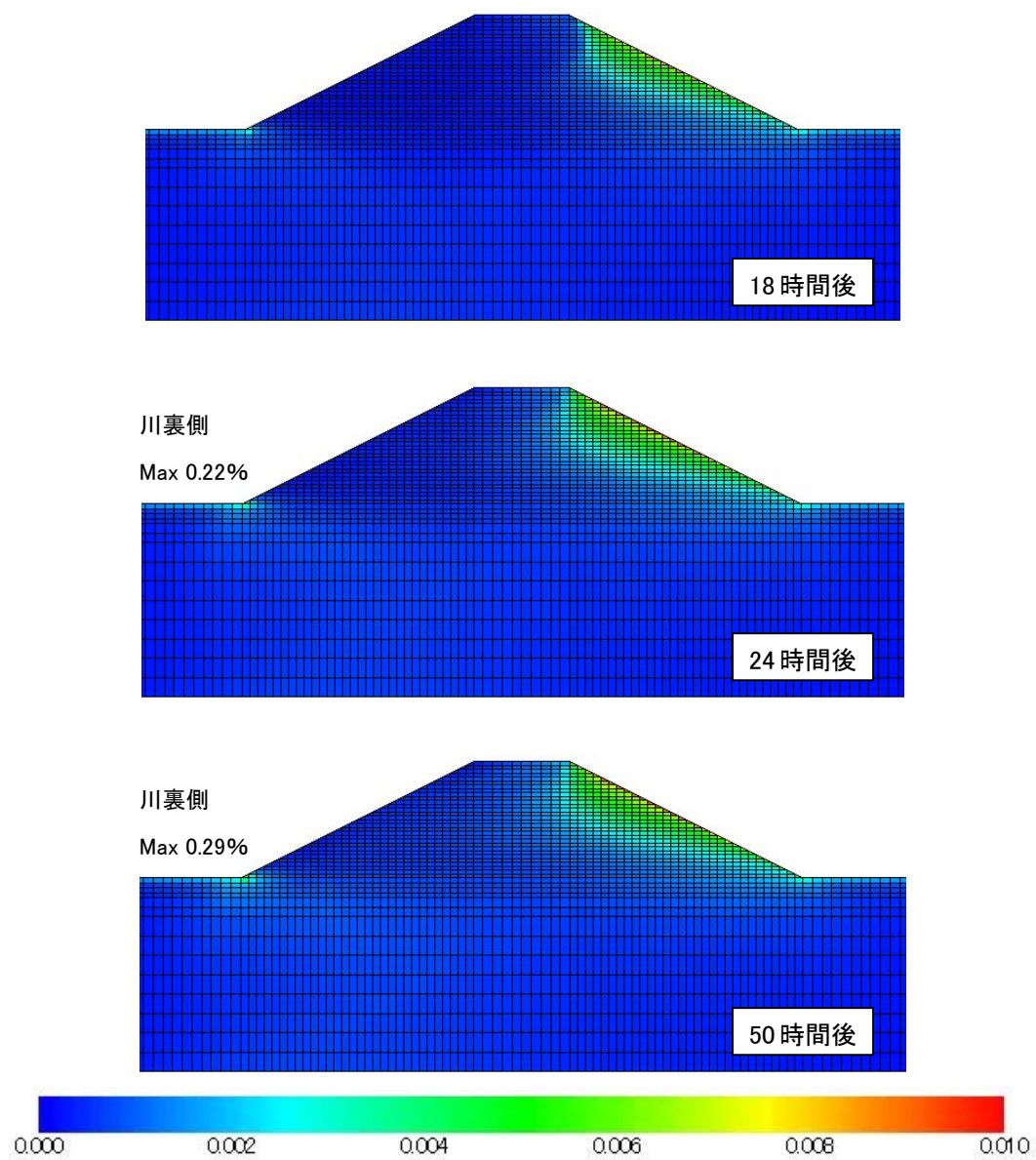


図 4.6.4-3 Case T-1 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

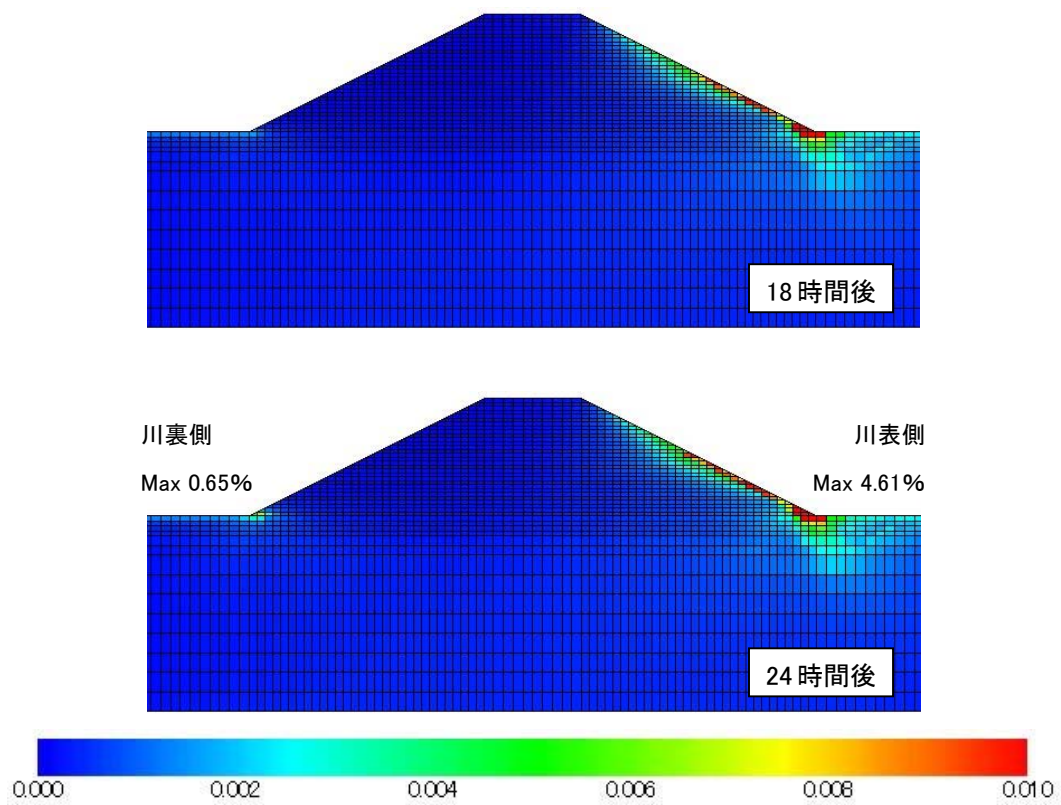
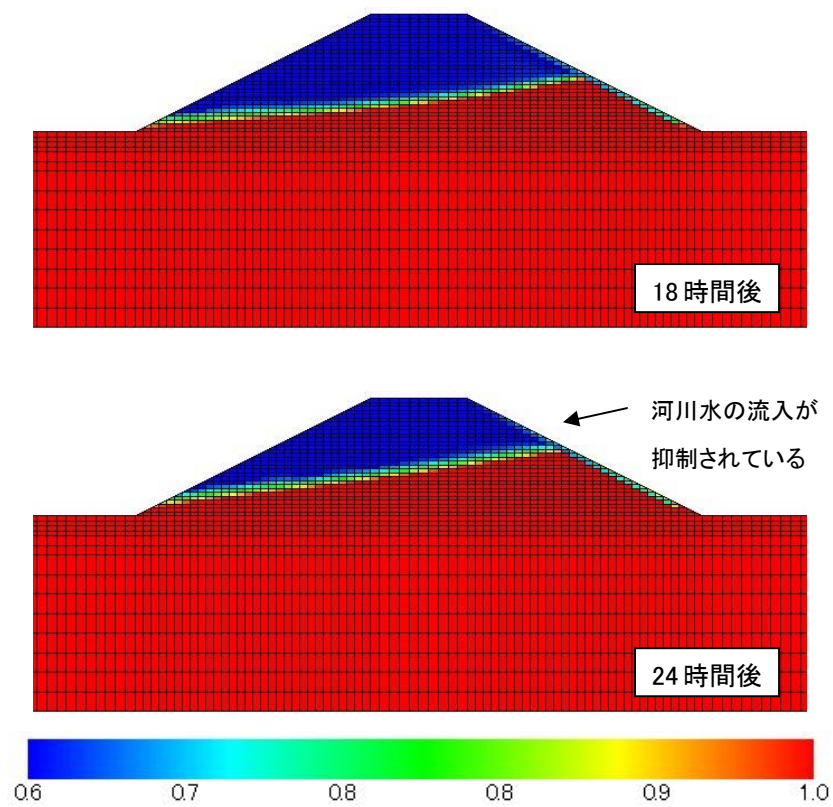


図 4.6.4-4 Case T-2 の飽和度分布（上図）および蓄積塑性偏差ひずみ分布（下図）

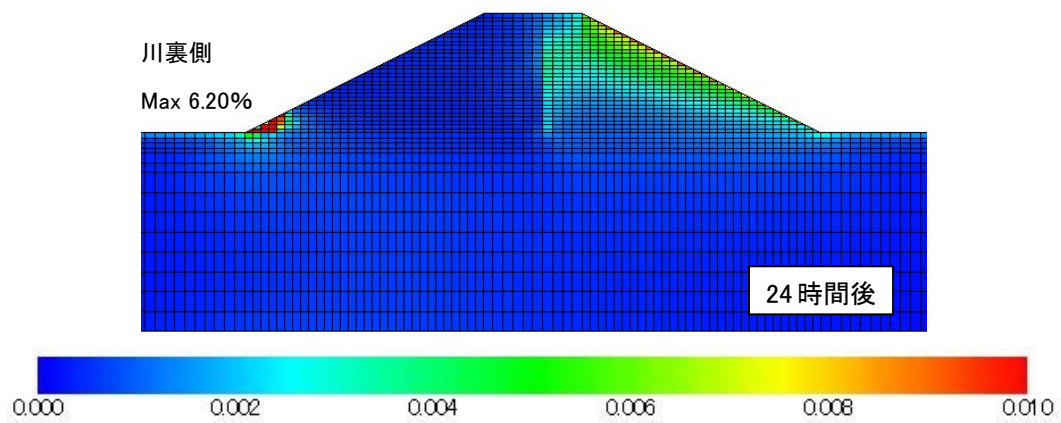
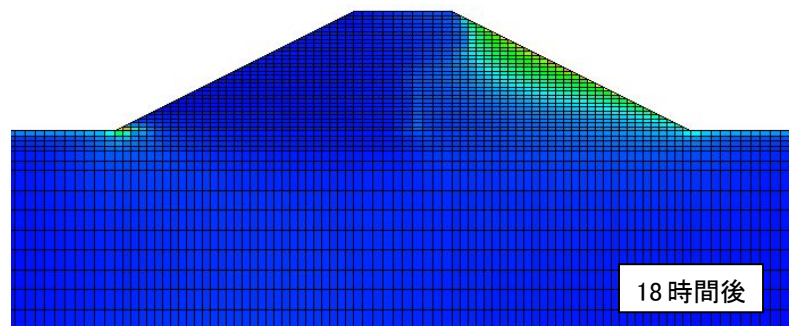
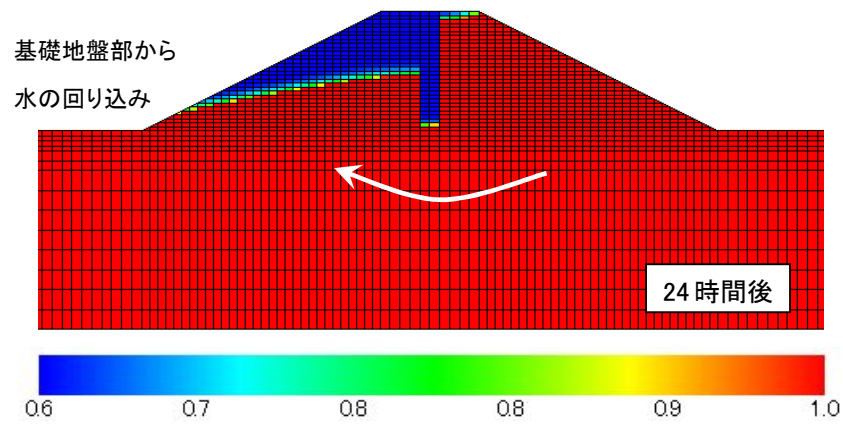
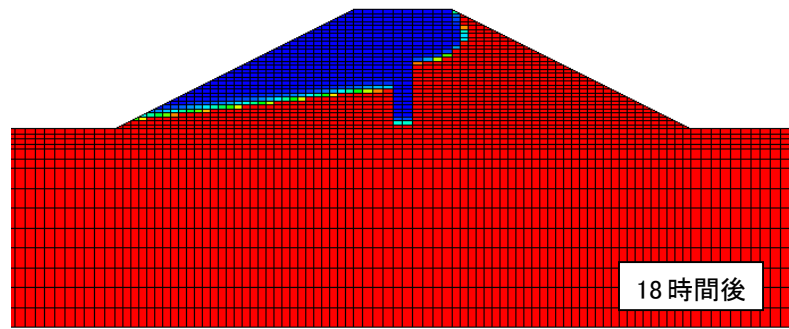


図 4.6.4-5 Case T-3 の飽和度分布（上図）および蓄積塑性偏差ひずみ分布（下図）

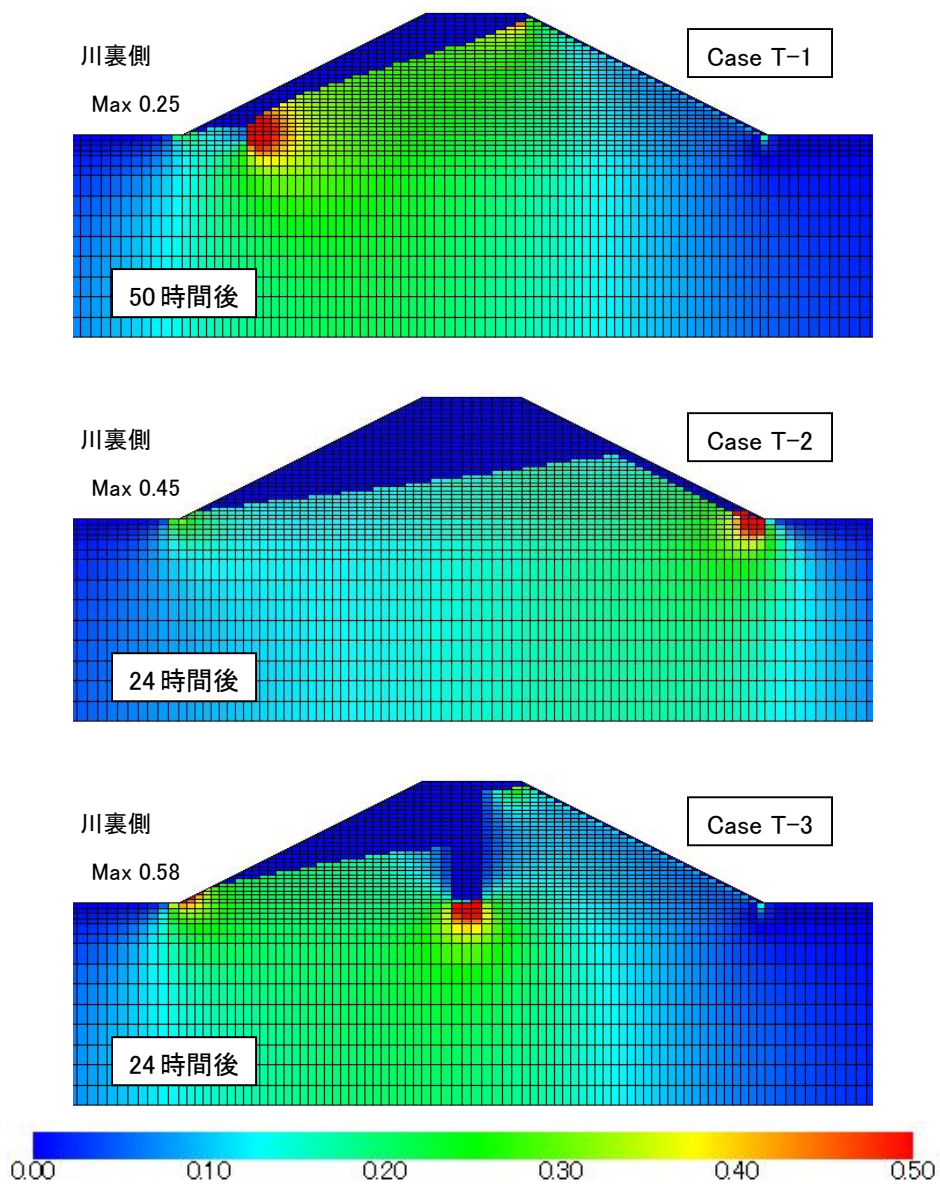


図 4.6.4-6 対策工設置時の各ケースでの水平局所動水勾配

4.6.5 降雨を考慮したケースの解析結果

降雨を考慮したモデルでの降雨条件は降雨強度 10 (mm/hr) が 80 時間継続するとし、基礎地盤部および堤体部の透水係数の影響について調べる。降雨を考慮した解析ケースおよび、各ケースにおいて 80 時間後に法尻部で発生した最大の蓄積塑性偏差ひずみを表 4.6.5-1 に示す。

CaseR-1 : Case0 と同じ透水係数を用いたケース

CaseR-2 : 基礎地盤部・堤体部ともに透水係数 $k=1.0 \times 10^{-5}$ (m/s) と小さくしたケース

CaseR-3 : CaseR-2 よりさらに堤体部のみ 1/10 の透水係数としたケース

CaseR-4 : CaseR-2 よりさらに基礎地盤部のみ 1/10 の透水係数としたケース

図 4.6.5-1 および図 4.6.5-2 に CaseR-1 の飽和度分布および蓄積塑性偏差ひずみ分布を示す。飽和度分布では降雨に伴い堤体天端および法面から浸潤が生じている。しかし、基礎地盤およびの透水係数が大きいため、地下水面に到達した降雨がすぐに排出されてしまい、大きな地下水面の上昇は見られない。この結果、蓄積塑性ひずみ分布でも 80 時間後の法尻部において最大約 0.16%と、大きなひずみの発生は見られない。

図 4.6.5-3 および図 4.6.5-4 に CaseR-2 の飽和度分布および蓄積塑性偏差ひずみ分布を示す。透水係数が小さくなっているため、飽和度分布では CaseR-1 と比べると降雨が堤体天端から地下水面に到達する速度が遅くなっている。一方、法尻付近から地下水面に到達した降雨が浸潤面の上昇を招き、40~60 時間後には法尻部の浸潤面が堤体中央部よりも上昇している。80 時間後になると天端からの降雨が地下水面に到達し、凸型の浸潤面が発生している。また、浸潤面が CaseR-1 よりも高くなったことに伴い、法尻部の蓄積塑性偏差ひずみも約 1.21%と大きくなっている。

図 4.6.5-5 および図 4.6.5-6 に CaseR-3 の飽和度分布および蓄積塑性偏差ひずみ分布を示す。CaseR-2 より堤体の透水係数が小さくなっているため、堤体表面から堤体内への浸透速度が遅くなっており、80 時間後でも堤体内への降雨の浸潤がほとんど進んでいない。このため、蓄積塑性偏差ひずみの発生も小さくなっており、80 時間後の法尻部の蓄積塑性偏差ひずみも約 0.16%にとどまっている。

図 4.6.5-7 および図 4.6.5-8 に CaseR-4 の飽和度分布および蓄積塑性偏差ひずみ分布を示す。飽和度分布では、降雨が堤体天端から地下水面に到達する速度は CaseR-2 とほぼ同じであるものの、基礎地盤部の透水係数が低いために基礎地盤部から水が抜けることが出来ず、法尻部付近の浸潤面の上昇が CaseR-2 に比べて大きくなっている。80 時間後には CaseR-2 と同じく凸型の浸潤面となっているが、法尻部の浸潤面および堤体中央部の地下水位ともに CaseR-2 よりも高くなっている。この結果、蓄積塑性ひずみ分布は 80 時間後の法尻部において最大約 5.06%と、大きなひずみの発生が見られる。

表 4.6.5-1 降雨の解析ケースおよび川裏側法尻部最大ひずみ

ケース	透水係数(m/s)		降雨条件	80時間後の川裏側法尻部 最大蓄積塑性偏差ひずみ (%)
	基礎地盤部	堤体部		
Case R-1	4.79×10^{-5}	4.79×10^{-5}	10mm × 80hr	0.16
Case R-2	1.00×10^{-5}	1.00×10^{-5}	10mm × 80hr	1.21
Case R-3	1.00×10^{-5}	1.00×10^{-6}	10mm × 80hr	0.16
Case R-4	1.00×10^{-6}	1.00×10^{-5}	10mm × 80hr	5.06

以上より、10mm/hr の雨が 80 時間続くという、激しい雨が非常に長時間続くような場合では、降雨と堤体および基礎地盤部の透水係数について以下のことが推論される。

- ・堤体および基礎地盤部の透水係数が大きいと、降雨が地下水面に到達する速度は速いが、地下水面に到達した降雨は速やかに堤体外へ排出されるため、堤防の安全性は高い。
- ・堤体部の透水係数が小さい場合は、表面から浸透してくる降雨量自体が少なくなり、降雨に対する堤防の安全性は高まる。
- ・基礎地盤部の透水係数が小さい場合は、堤体内の降雨が基礎地盤から十分抜けず、堤体法尻部付近の水位上昇を招き、堤防の安全性を損なう可能性がある。

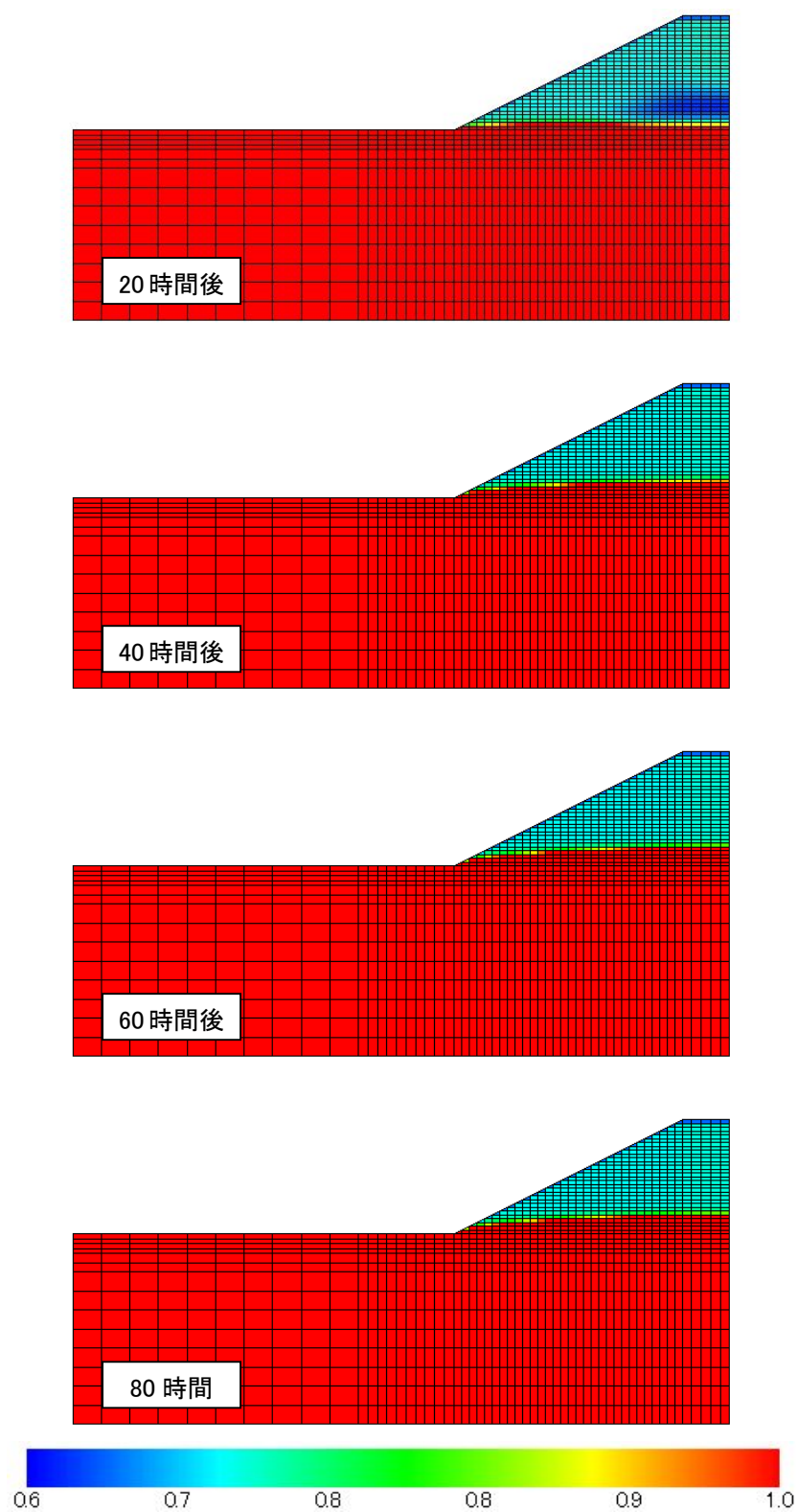


図 4.6.5-1 Case R-1 の飽和度分布

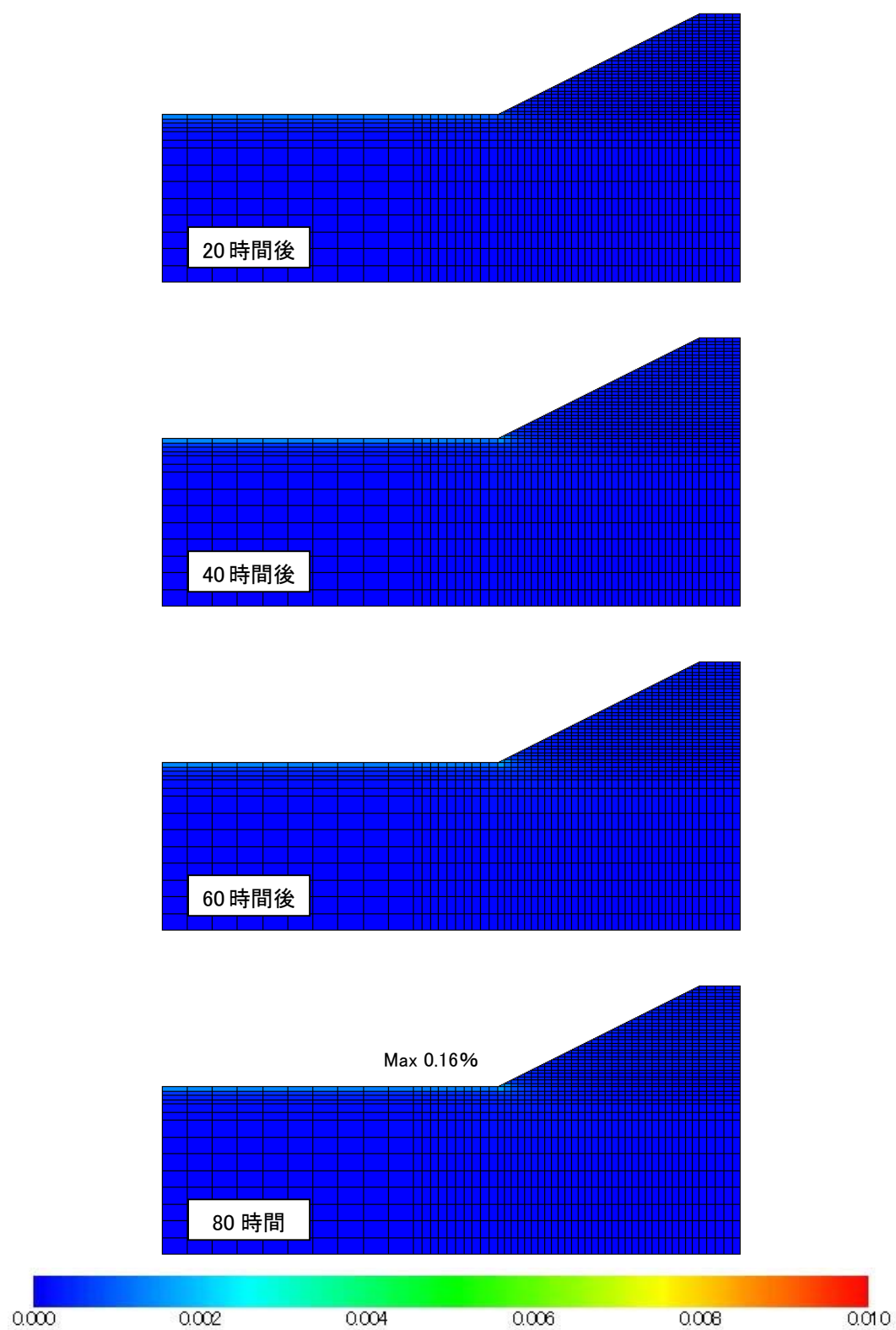


図 4.6.5-2 Case R-1 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

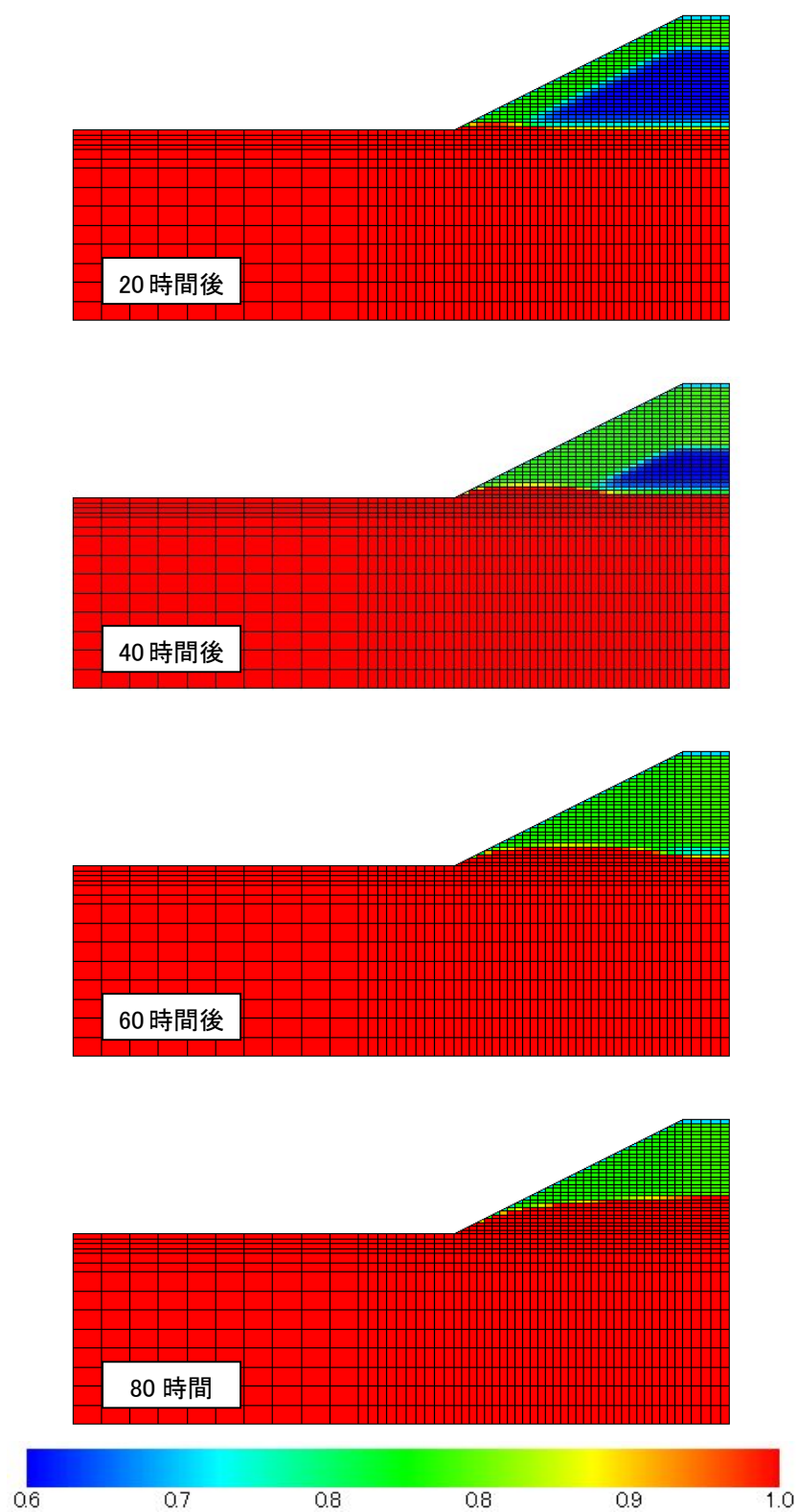


図 4.6.5-3 Case R-2 の飽和度分布

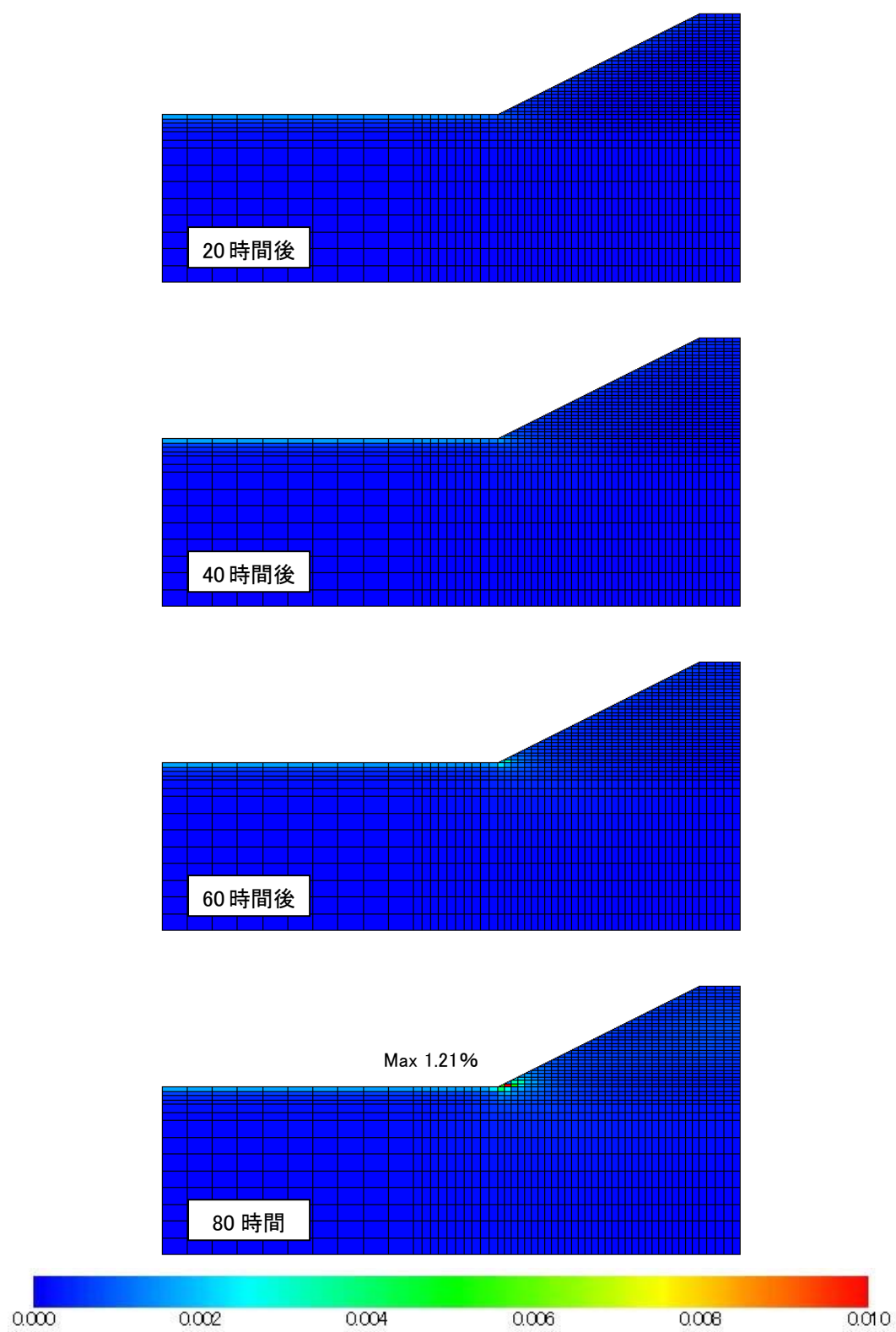


図 4.6.5-4 Case R-2 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

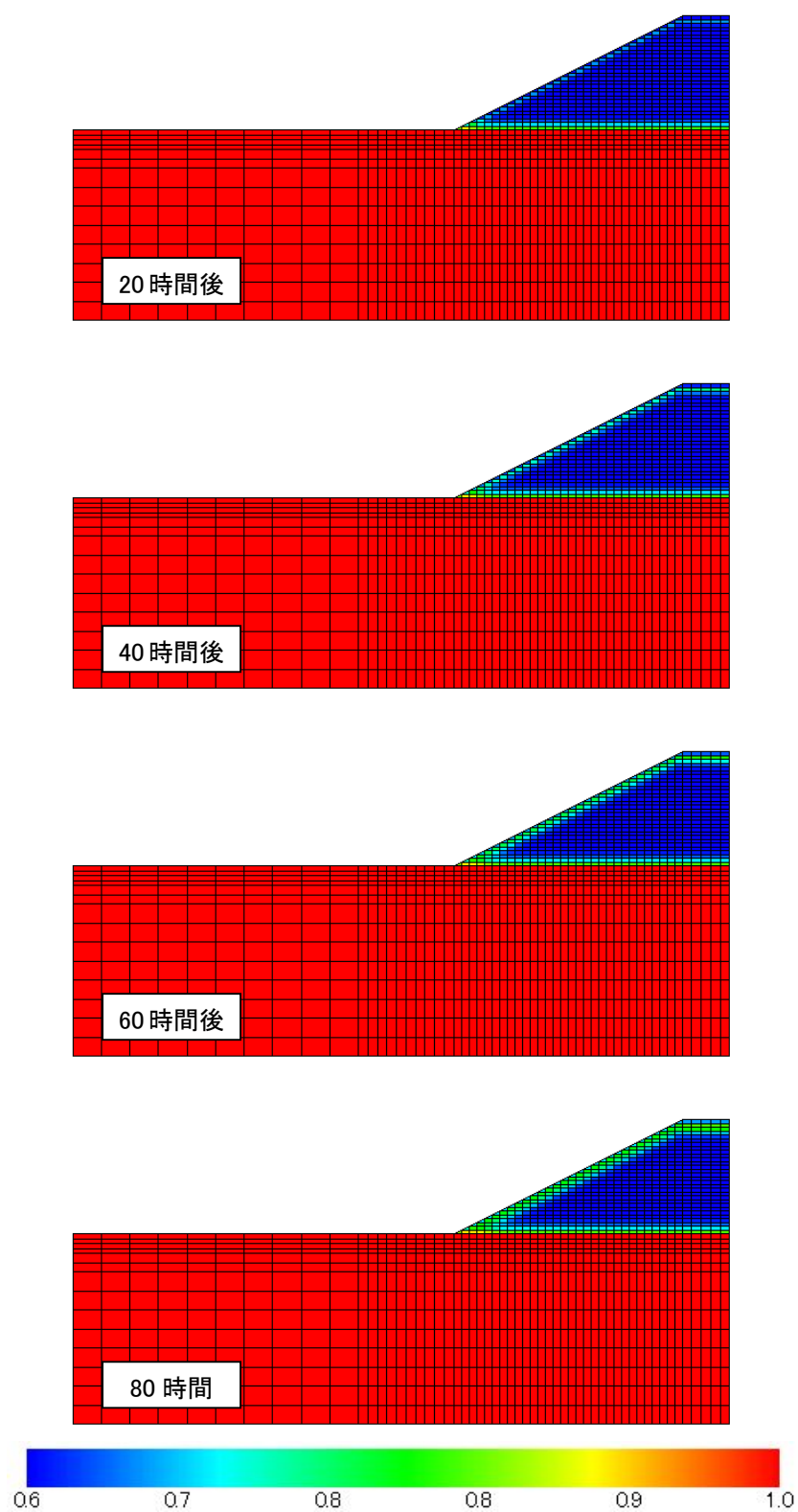


図 4.6.5-5 Case R-3 の飽和度分布

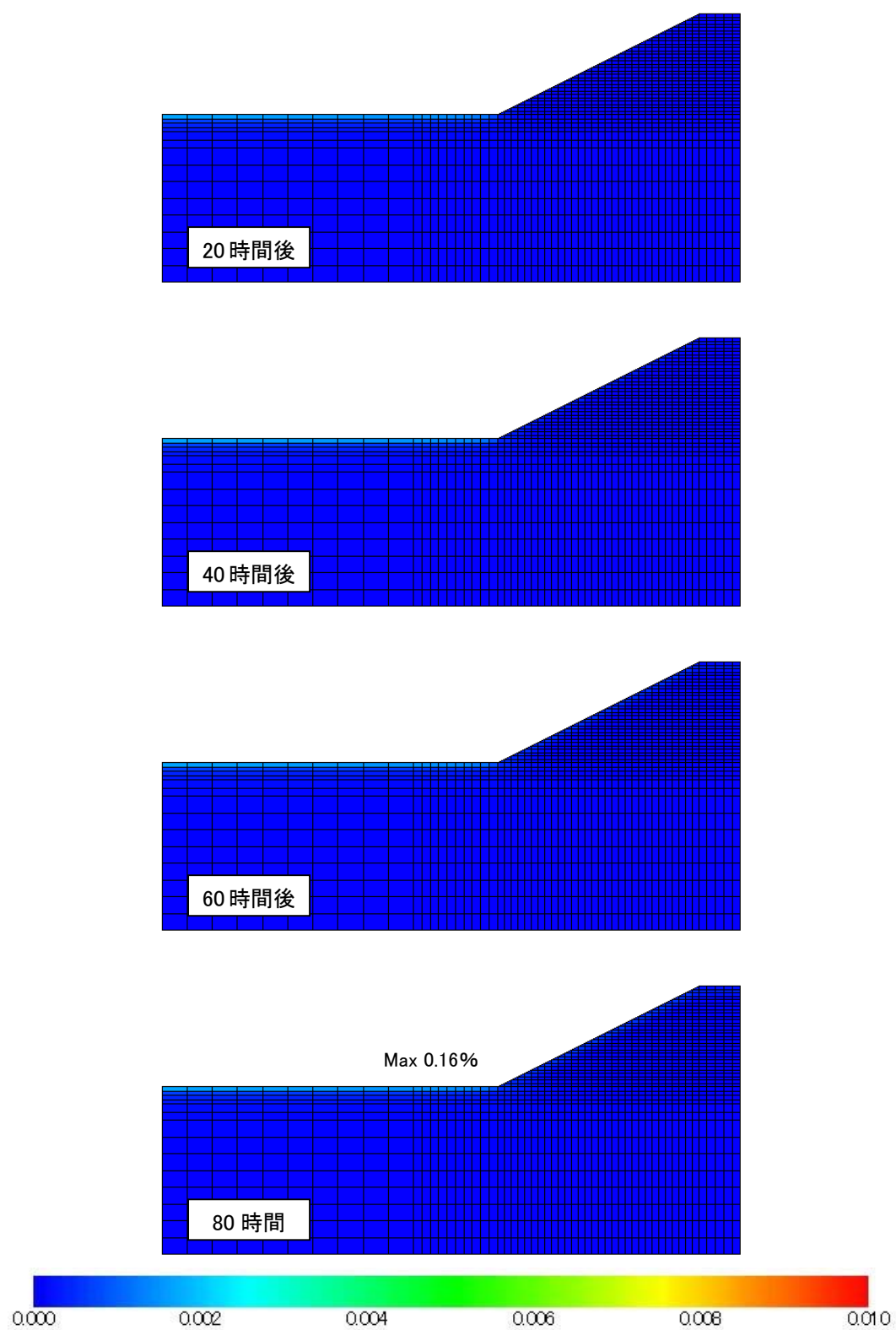


図 4.6.5-6 Case R-3 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

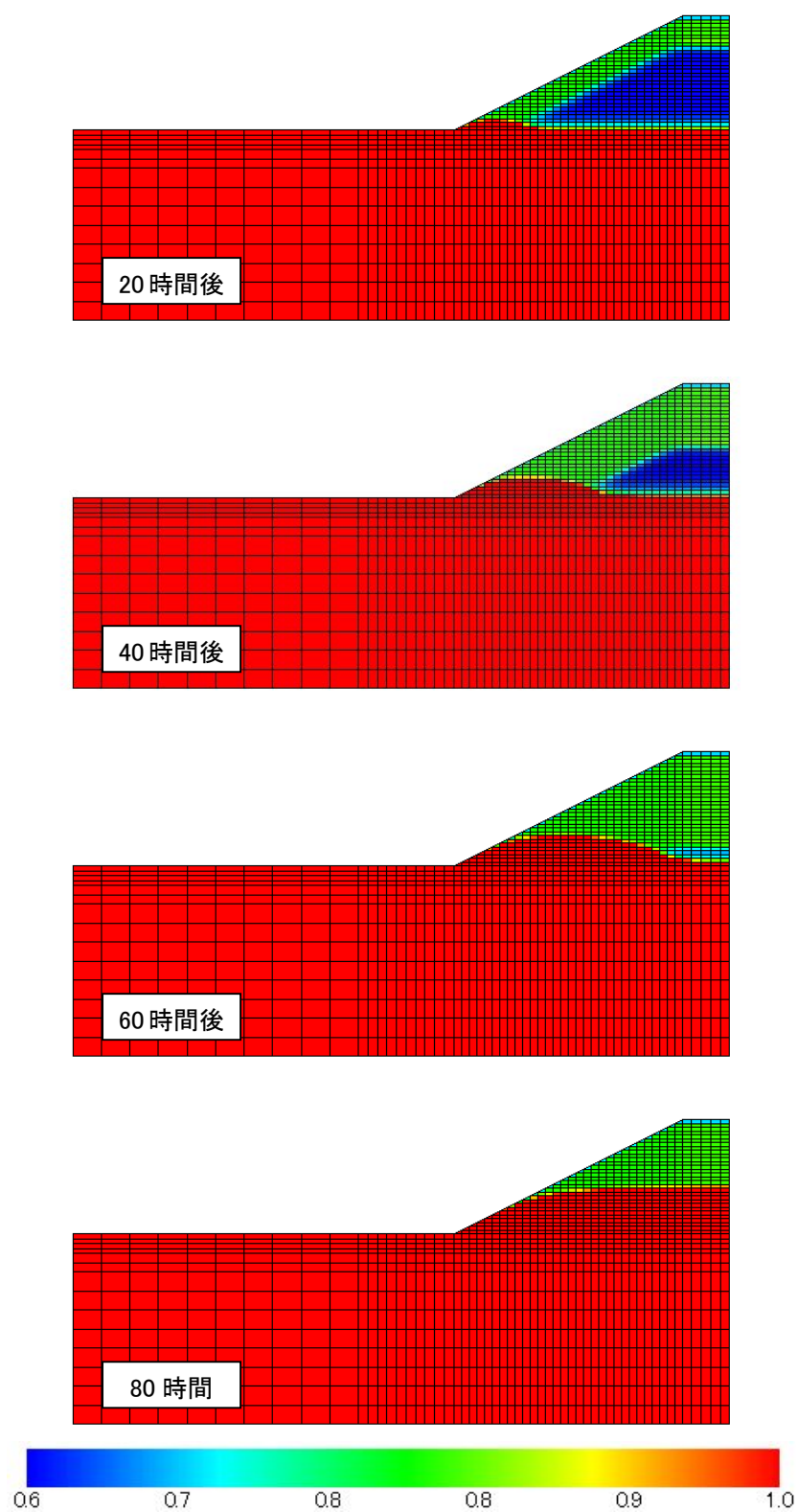


図 4.6.5-7 Case R-4 の飽和度分布

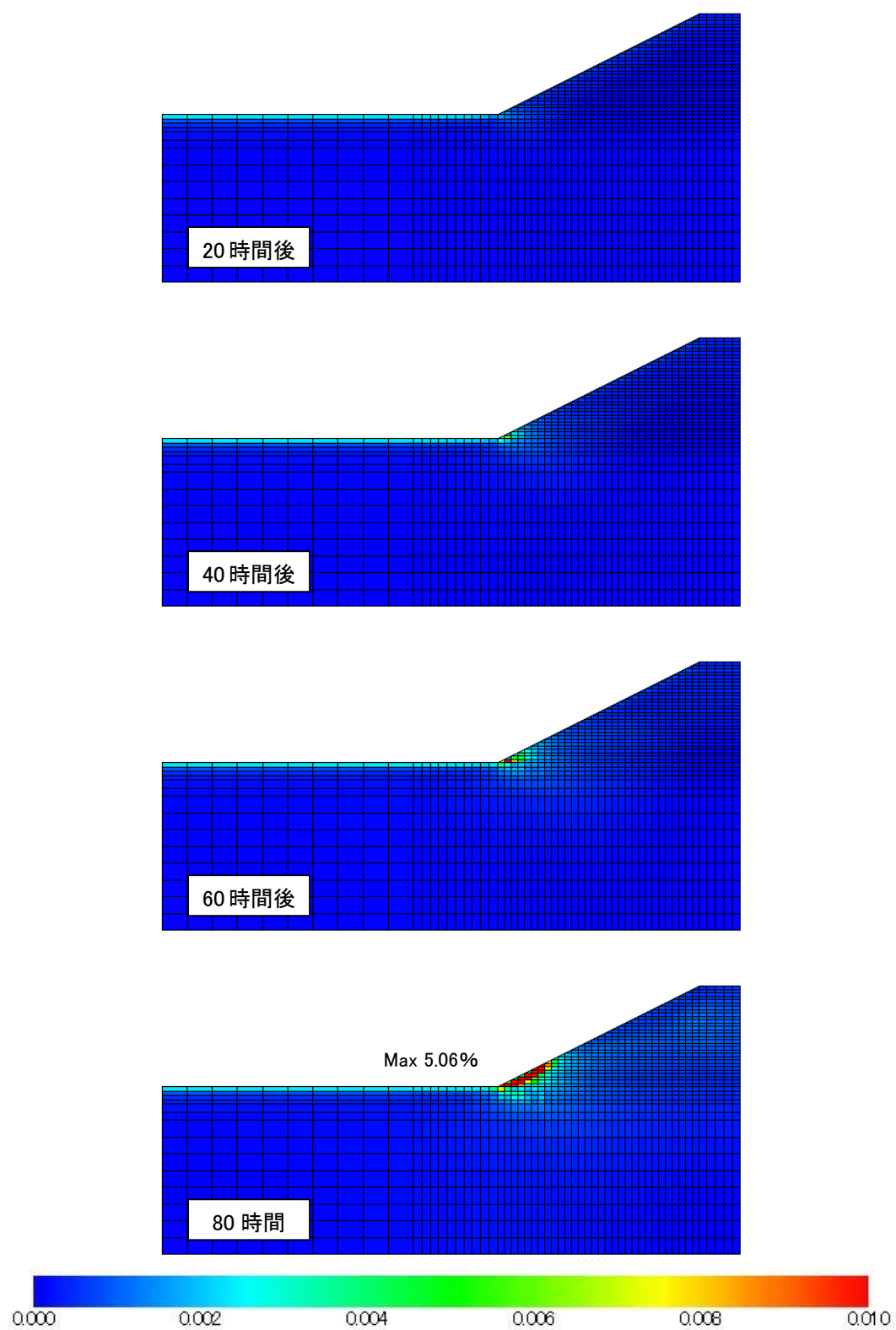


図 4.6.5-8 Case R-4 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

4.6.6 サクシオンおよび内部構造の変化を考慮したケースの解析結果

Case0 で用いた淀川堤防砂のパラメータを元に、構成式中でサクシオンおよび内部構造の変化を考慮した砂の弾塑性モデルを用いることにより、浸潤による堤体への影響がどのように変わるかについて検討する。サクシオンパラメータおよび内部構造の変化のパラメータは山崎 (2006)、古家ら (2003) の検討を参考に設定した。

図 4.6.6-1 に CaseC-7 の飽和度分布および間隙水圧分布を示す。CaseC-7 はサクシオン減少に伴う過圧密境界面の変化および硬化パラメータの変化、内部構造の変化による過圧密境界面の変化のすべてを考慮したケースであるが、浸潤の状況は Case0 とほぼ変わっていない。これは、連続式は Case0 と同様のままで変化させていないためだと思われる。

図 4.6.6-2～図 4.6.6-8 に CaseC-1～CaseC-7 の蓄積塑性偏差ひずみ分布を示す。解析終了時の 24 時間後については、コンター図の範囲を 1%区切りとしたものと、最大最小としたものの 2 通りについて示している。どの解析ケースにおいても 24 時間後の川裏側法尻部最大蓄積塑性偏差ひずみは Case0 と比較して大きくなっており、サクシオン解放もしくは内部構造の変化による劣化減少が表現されている。ひずみ分布に着目すると、S (サクシオン減少に伴う過圧密境界面の変化を考慮) および γ (内部構造の変化に伴う過圧密境界面の変化を考慮)、もしくは S と γ の組み合わせでは、最大発生ひずみは Case0 より大きくなっているものの、大きなひずみの発生している領域は Case0 とほぼ変化していない (CaseC-1, CaseC-3, CaseC-5)。一方、B (サクシオン減少に伴う硬化パラメータの変化を考慮) のケースおよび、B が組み合わせされたケースでは、最大発生ひずみが大きくなるのみでなく、大きなひずみの発生している範囲が堤体に大きく広がっている (CaseC-2, CaseC-4, CaseC-6, CaseC-7)。また、B が組み合わせされたケースでは最大ひずみが Case0 に比べて非常に大きくなっている。

表 4.6.6-1 解析ケースおよび川裏側法尻部最大ひずみ

ケース		サクシオンパラメータ						内部構造の変化		24時間後の川裏側法尻部 最大蓄積塑性偏差ひずみ (%)
		SI _E	SI	s _d	SIB _E	SIB	s _{dB}	n*	β	
Case 0	※1)	—	—	—	—	—	—	—	—	9.34
Case C-1	S	0.5	0.5	0.25	—	—	—	—	—	11.88
Case C-2	B	—	—	—	0.5	0.5	0.25	—	—	19.03
Case C-3	γ	—	—	—	—	—	—	0.5	50	12.72
Case C-4	S+B	0.5	0.5	0.25	0.5	0.5	0.25	—	—	20.33
Case C-5	S+ γ	0.5	0.5	0.25	—	—	—	0.5	50	12.30
Case C-6	B+ γ	—	—	—	0.5	0.5	0.25	0.5	50	15.85
Case C-7	S+B+ γ	0.5	0.5	0.25	0.5	0.5	0.25	0.5	50	15.72

※1) 内部構造およびサクシオン変化の影響について

S : サクシオン減少に伴う過圧密境界面の変化を考慮

B : サクシオン減少に伴う硬化パラメータの変化を考慮

γ : 内部構造の変化に伴う過圧密境界面の変化を考慮

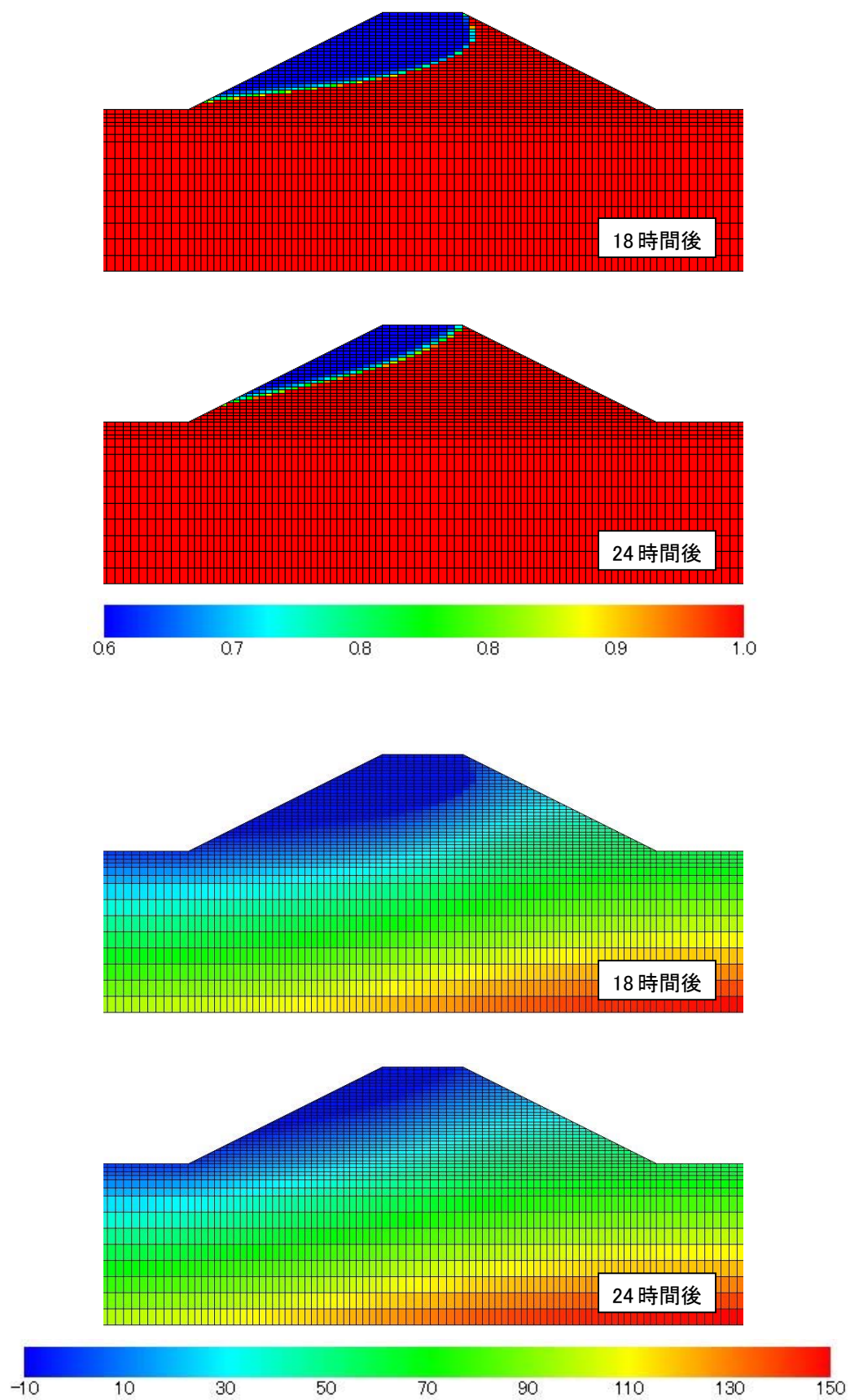


図 4.6.6-1 Case C-7 の飽和度分布（上図）と間隙水圧分布（下図）

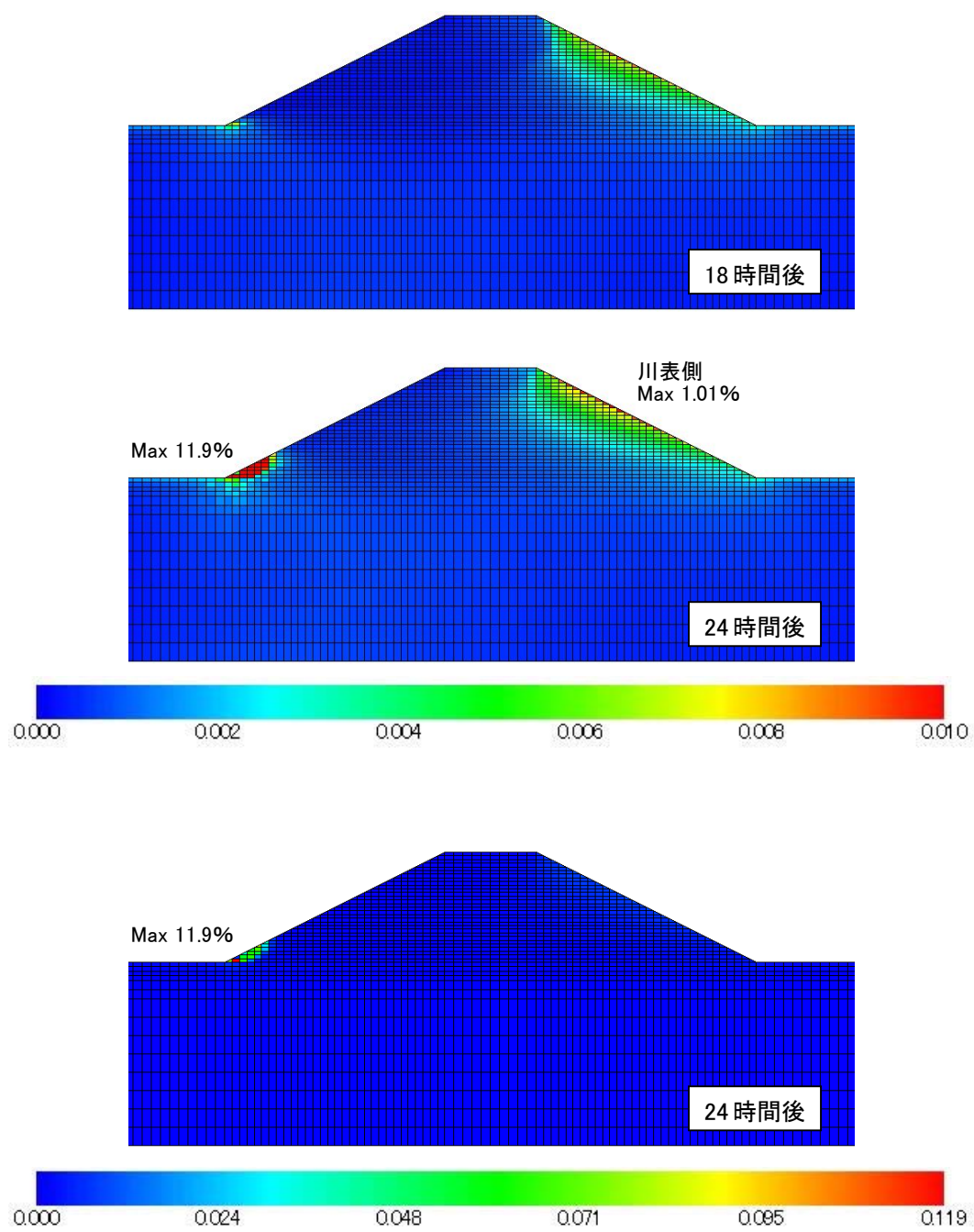


図 4.6.6-2 Case C-1 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

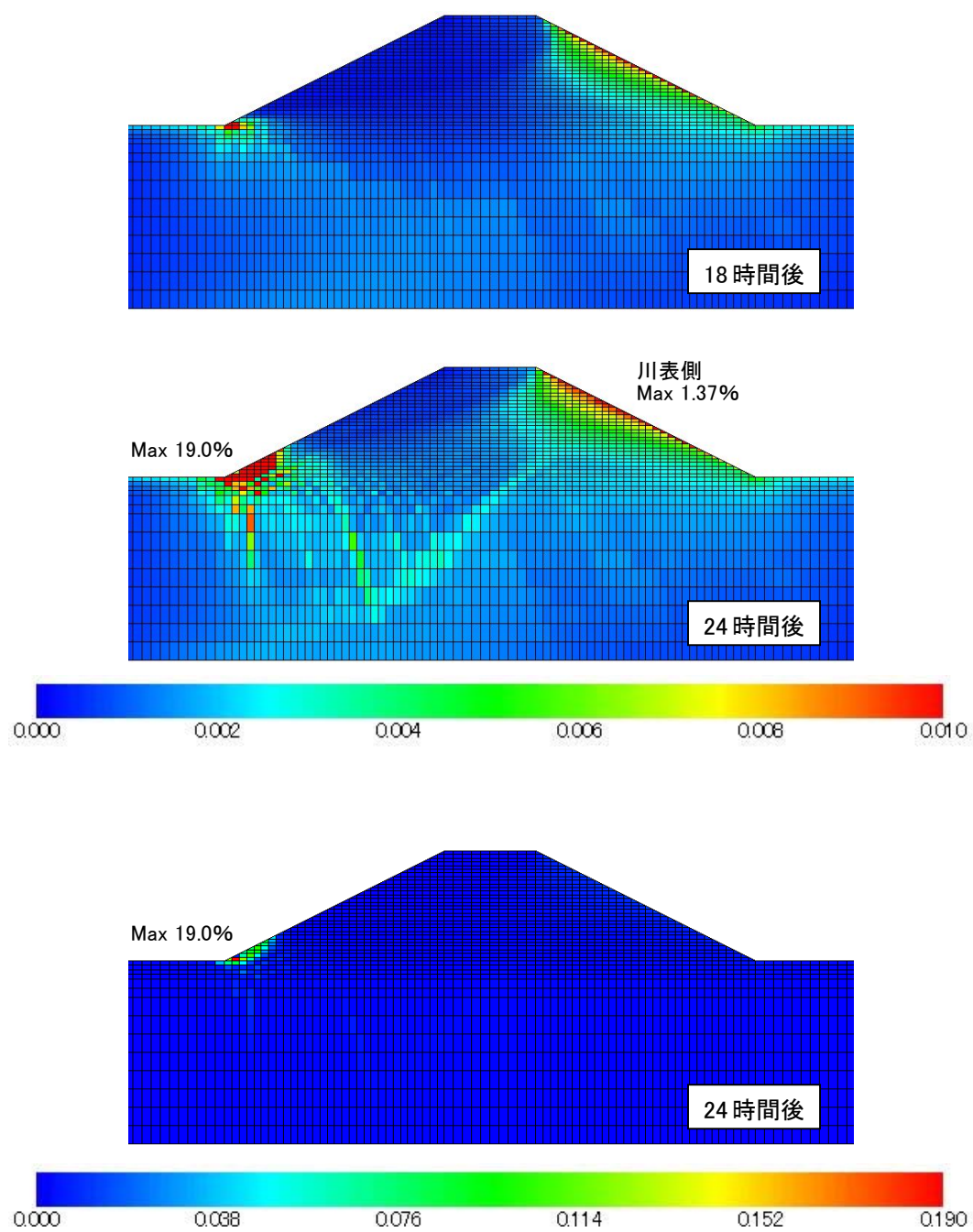


図 4.6.6-3 Case C-2 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

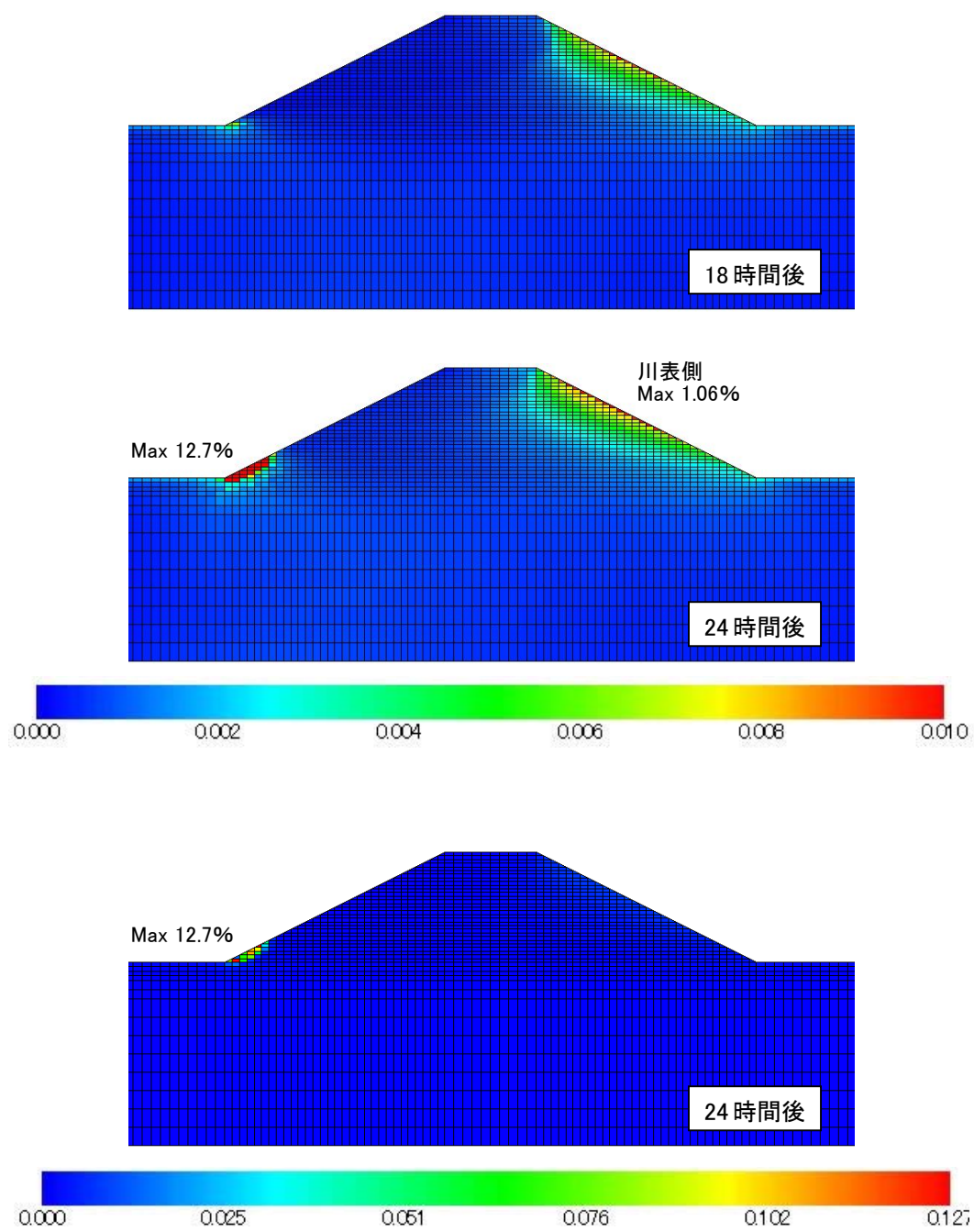


図 4.6.6-4 Case C-3 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

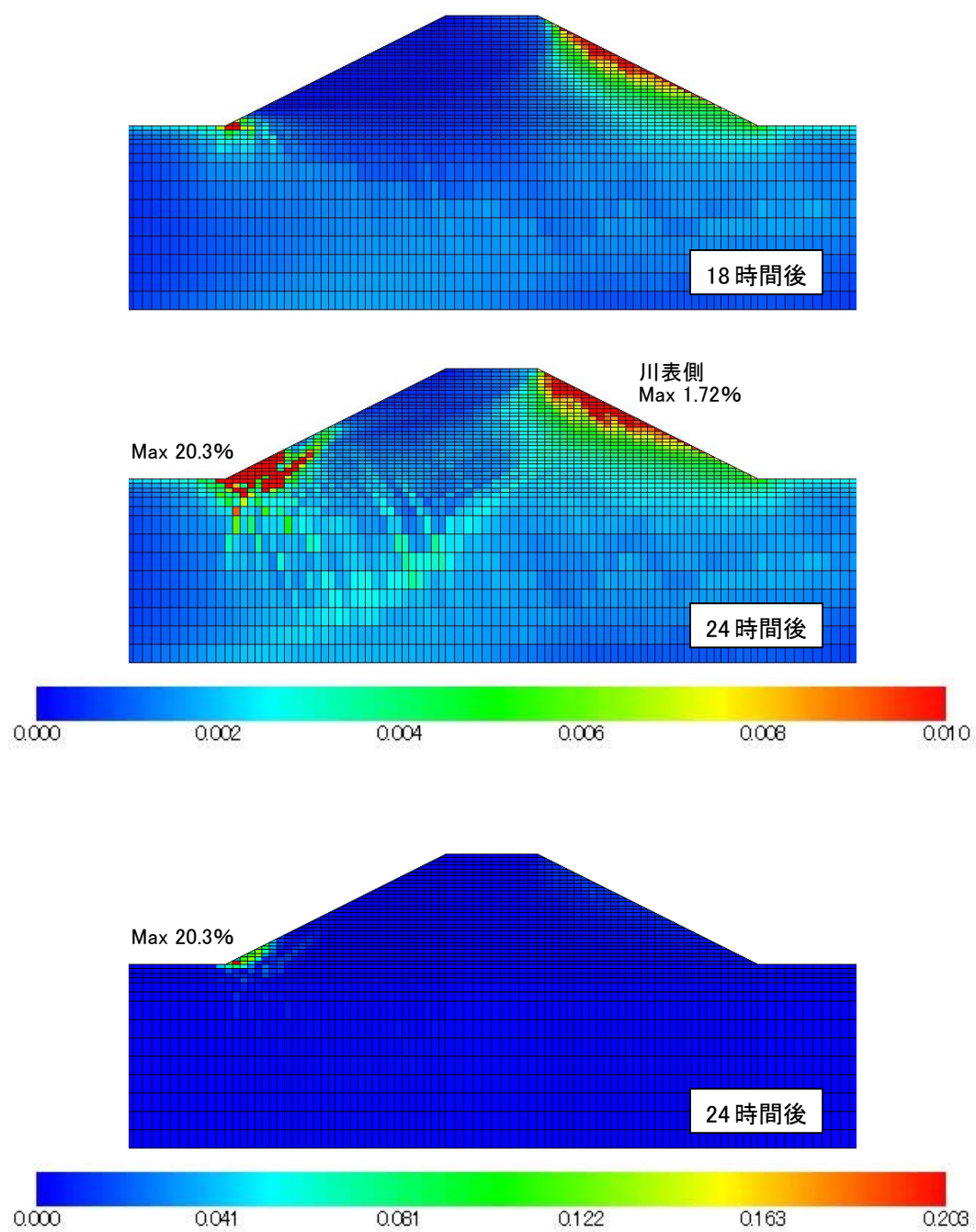


図 4.6.6-5 Case C-4 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

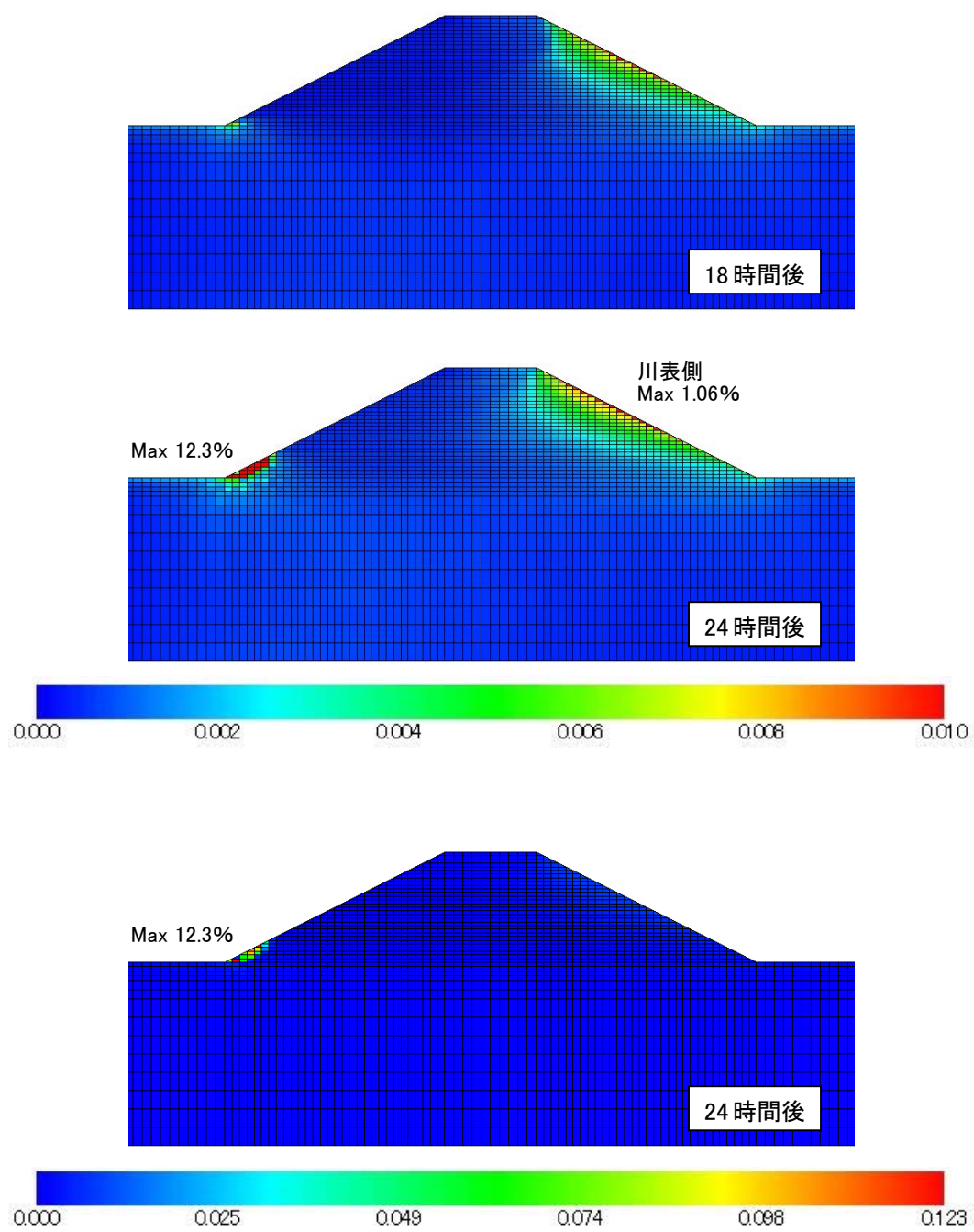


図 4.6.6-6 Case C-5 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

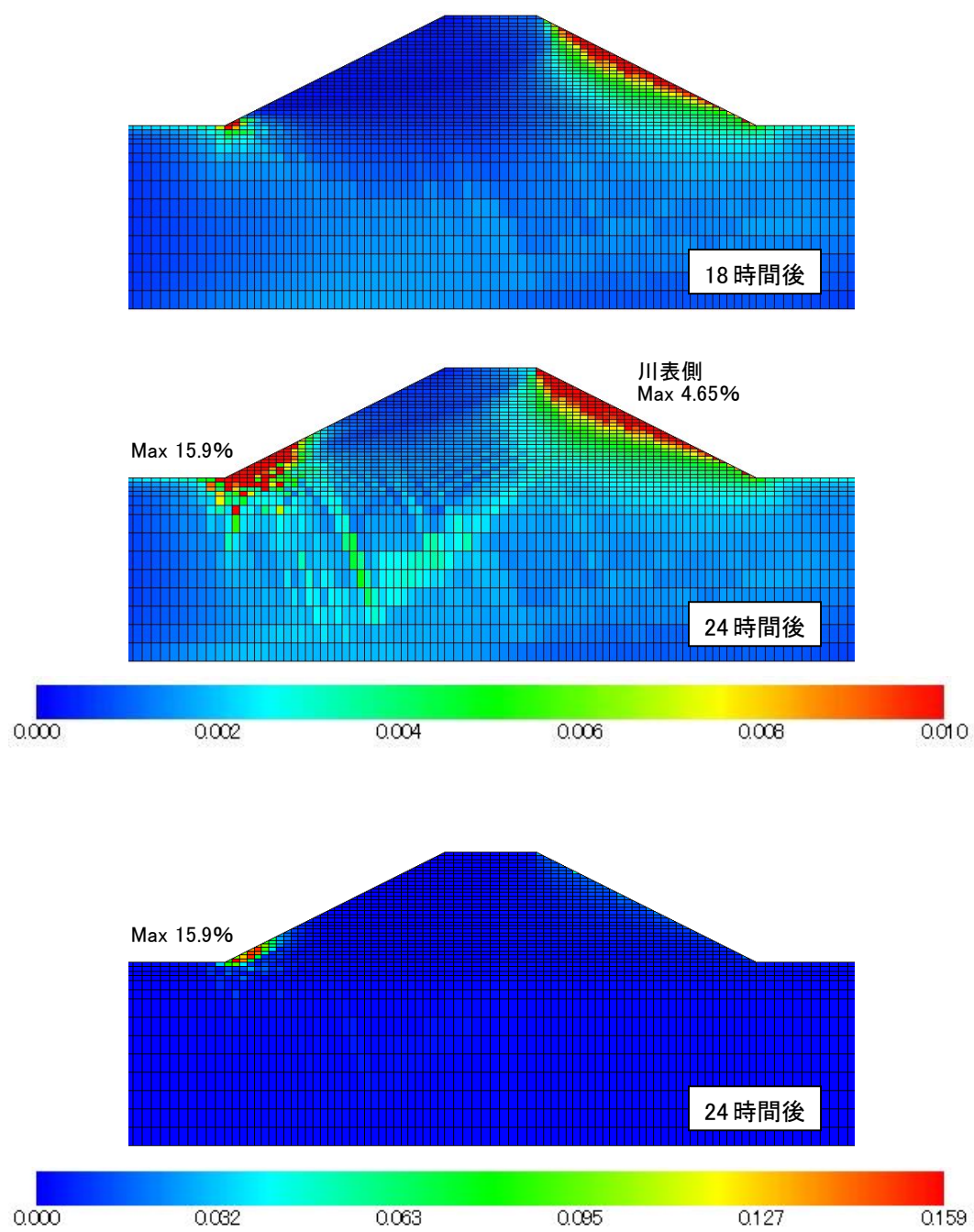


図 4.6.6-7 Case C-6 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

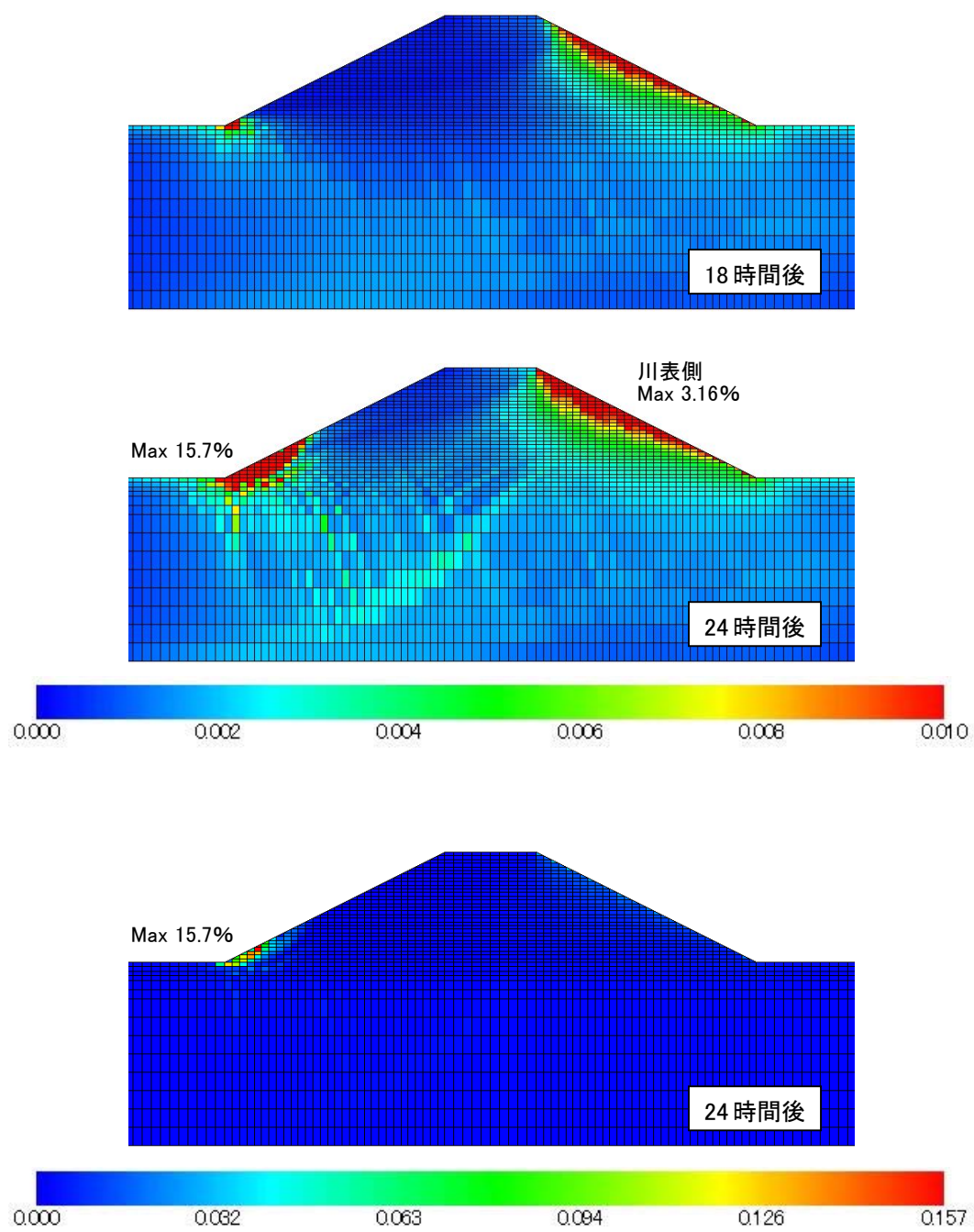


図 4.6.6-8 Case C-7 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

図 4.6.6-9～図 4.6.6-15 に各ケース川裏側法尻部における応力経路および応力、水圧時刻歴を示す。飽和度分布で示されたように、水圧は全ケースでほぼ変わっていない。各ケースの応力の時刻歴と応力経路を比較すると、水圧の上昇に伴い骨格応力は減少していくが、ある時間から σ'_x 、 σ'_y が増加に転じている。これは応力経路において破壊線に到達した時刻と一致しており、特に CaseC-7 において破壊線到達後の応力の増加が顕著である。

上記の結果より、サクシオンおよび内部構造の変化を考慮した構成式を用いる場合について、以下がまとめとして挙げられる。

- ・サクシオンおよび内部構造の変化を考慮した構成式を導入しても、堤防への水の浸透には大きな影響を及ぼさない
- ・サクシオンおよび内部構造の変化を考慮した構成式を導入し、サクシオン解放および内部構造の変化に伴う地盤の劣化を表現することができた
- ・特に、サクシオン減少に伴う硬化パラメータの変化は、ひずみの発生量に対する影響が大きい

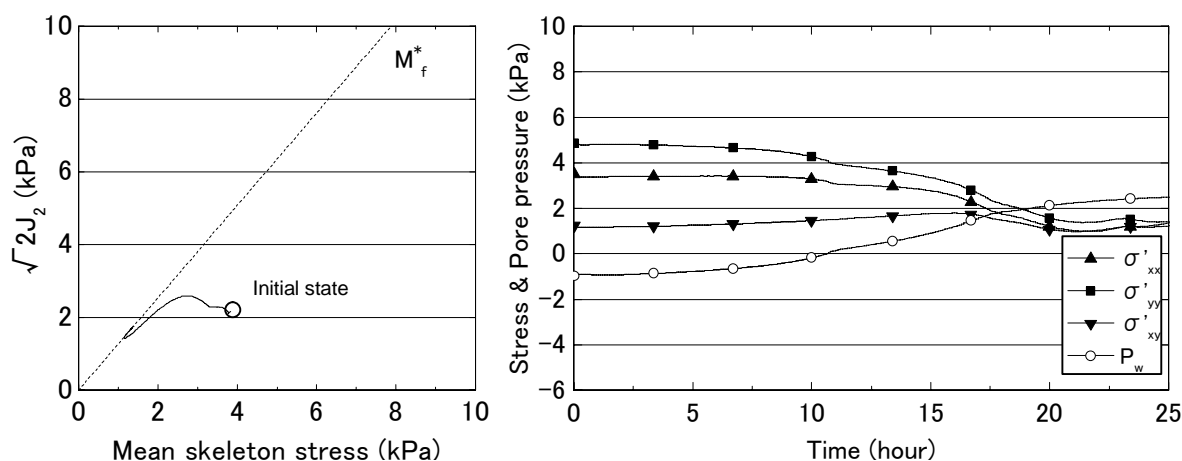


図 4.6.6-9 Case C-1 の川裏側○部（要素 310）での応力経路および応力-水圧時間関係

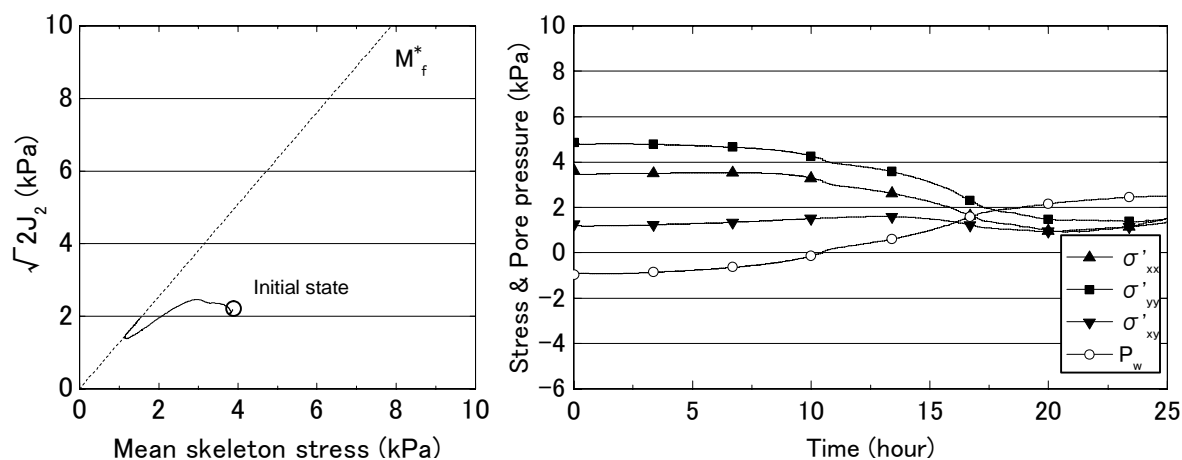


図 4.6.6-10 Case C-2 の川裏側○部（要素 310）での応力経路および応力-水圧時間関係

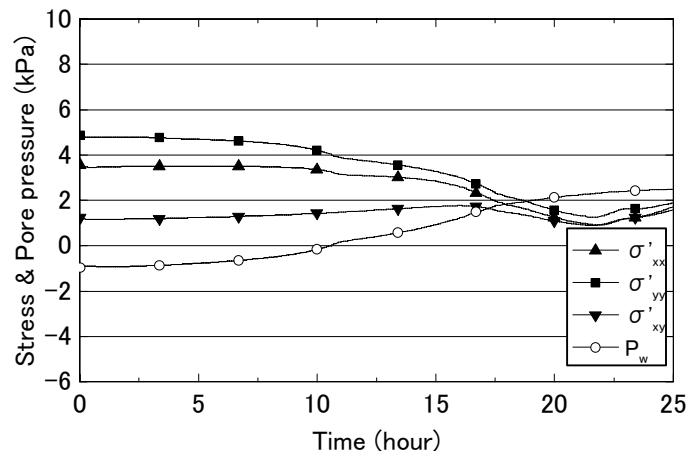
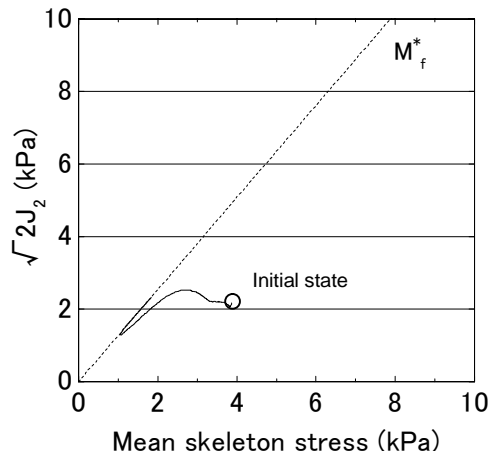


図 4.6.6-11 Case C-3 の川裏側○部 (要素 310) での応力経路および応力-水圧時間関係

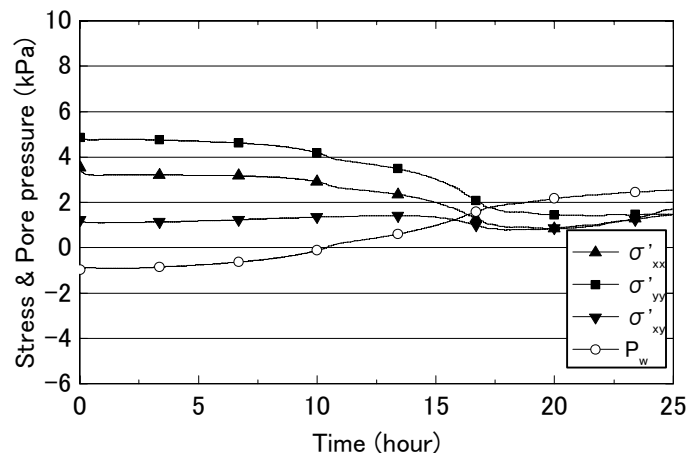
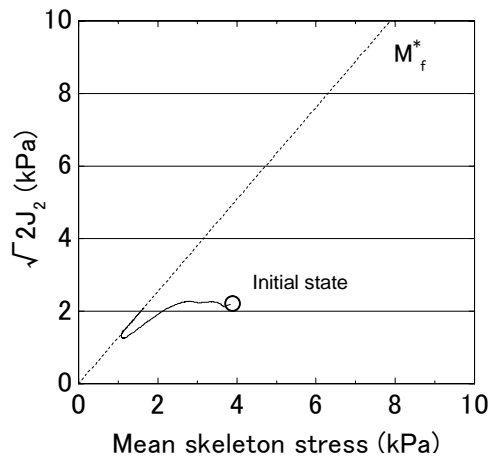


図 4.6.6-12 Case C-4 の川裏側○部 (要素 310) での応力経路および応力-水圧時間関係

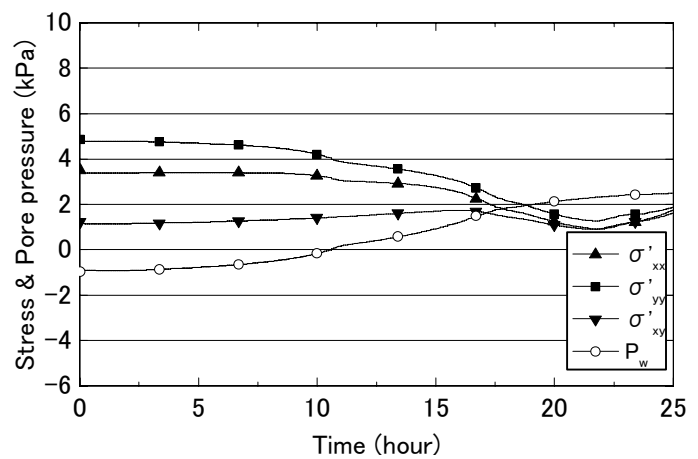
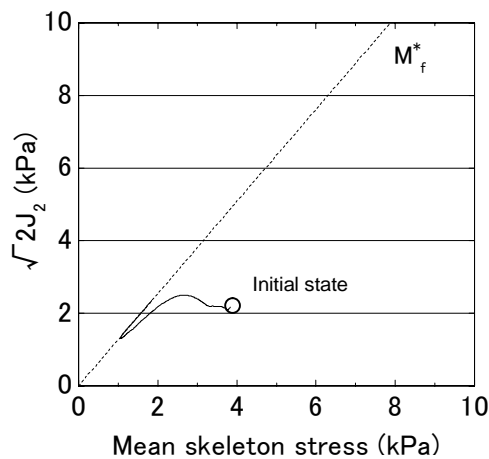


図 4.6.6-13 Case C-5 の川裏側○部 (要素 310) での応力経路および応力-水圧時間関係

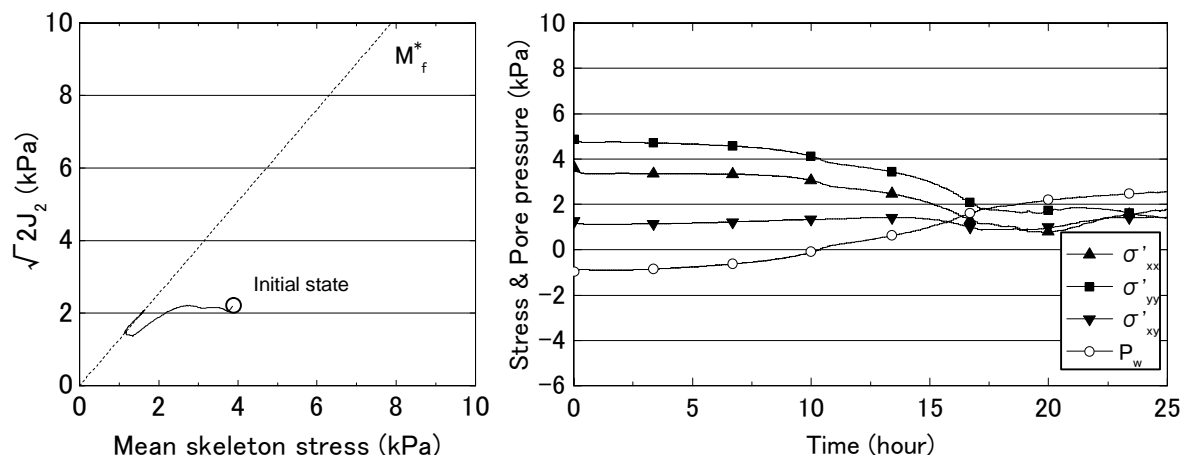


図 4.6.6-14 Case C-6 の川裏側○部（要素 310）での応力径路および応力-水圧時間関係

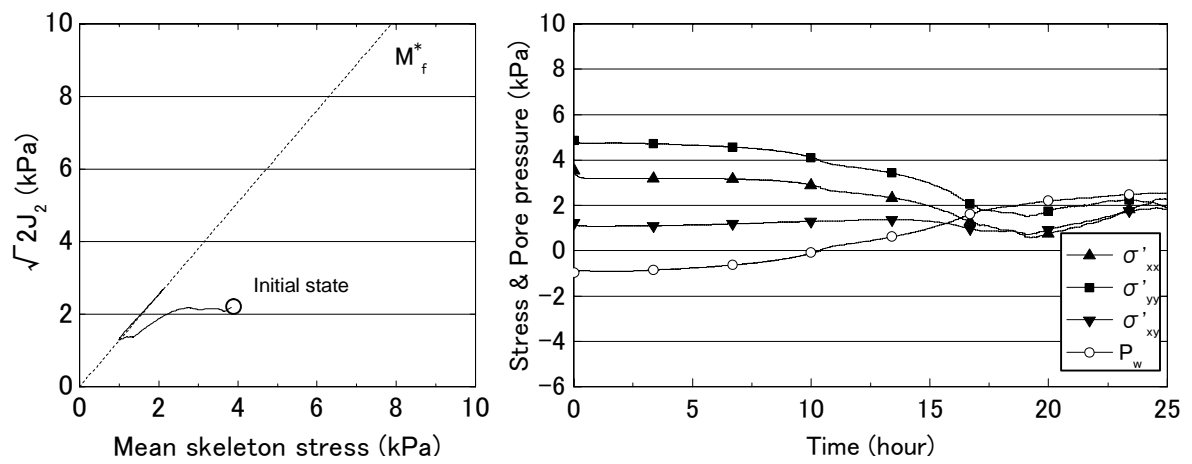


図 4.6.6-15 Case C-7 の川裏側○部（要素 310）での応力径路および応力-水圧時間関係

4.7 まとめ

本章では提案した不飽和浸透・変形連成解析手法が実験を再現できる妥当な解析手法であるかについて確認した後、実物大堤防を模擬して対策工設置時や降雨時の検討を行った。また、サクシオンや内部構造の変化が土構造に及ぼす影響を構成式に導入し、解析を行った。この結果、結論として以下の知見が得られた。

(1)簡易三相系手法を用いた不飽和浸透・連成解析について

提案した手法は浸透時の間隙水圧を良く表現できている。また、不飽和浸透時の大きな特徴の一つである **Capillary Barrier** の形成についても再現が可能であることが確認された。さらに、水圧だけでなく、浸透に伴う変形についても妥当な結果を得ることができる。

(2)対策工の有効性について

ドレーン工法は堤体川裏側の浸潤面の上昇を安定して抑制することができるため非常に有効な対策工法である。表法面被覆工法は川表側からの水の流入を直接遮断できるため、河川水位の上昇を抑制することができるが、川表側法面に大きな力がかかるため、それに耐えうる素材で被覆する必要がある。遮水コアによる対策では、川表側からの浸透をコアで遮断することができるが、基礎地盤部の透水係数が高い場合は基礎地盤を伝わって川裏側へ浸潤が進むため、有効性に限界がある。また、今回の結果では河川堤防の構造検討の手引きにおける堤防の安全性の基準値 ($i < 0.5$, i : 裏法尻近傍の基礎地盤の局所動水勾配の最大値) とひずみの発生状況がほぼ一致していたが、土質条件によっては $i < 0.5$ の場合でも大きな変形を生じることが考えられるため、今後、本手法のような変形を考慮できる解析法にて検討事例を重ねることが望まれる。

(3)降雨に対する堤防の安全性について

堤体および基礎地盤部の透水係数が大きいと、降雨が地下水面に到達する速度は速いが、地下水面に到達した降雨は速やかに堤体外へ排出されるため、堤防の安全性は高い。また、堤体部の透水係数が小さい場合は、表面から浸透してくる降雨量自体が少なくなり、堤防の安全性は高まる。一方、基礎地盤部の透水係数が低い場合は、堤体内の降雨が基礎地盤から十分抜けず、堤体法尻部付近の水位上昇を招き、堤防の安全性を損なう可能性がある。

(4)サクシオンおよび内部構造の変化を構成式中で考慮したときの堤防に対する影響について

サクシオンおよび内部構造の変化を考慮した構成式を導入しても、堤防への水の浸透には大きな影響を及ぼさないことが明らかになった。そして、サクシオンおよび内部構造の変化を考慮した構成式を導入した場合には、サクシオン解放および内部構造の変化に伴う地盤の劣化により、川裏側法尻部での蓄積塑性偏差ひずみの発生量が増加した。特に、サクシオン減少に伴う硬化パラメータの変化は、川裏側法尻部だけでなく堤防の広い範囲に渡って大きなひずみを発生させる影響を及ぼすことが明らかになった。

参考文献

- 1) 赤井浩一, 宇野尚雄: 土中の準一次元非定常浸透流に関する研究, 土木学会論文集, No.127, pp.14-22, 1966.
- 2) 赤井浩一, 大西有三, 西垣誠: 有限要素法による飽和－不飽和浸透流の解析, 土木学会論文集, No.264, pp.87-96, 1977.
- 3) Brooks, R.H. and Corey, A.T.: Hydraulic properties of porous media, Hydrology Papers, Colorado State University, pp.24, 1964.
- 4) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ (代表京都大学大学院工学研究科岡二三生): LIQCA2D09 (2009 年公開版) 資料, <http://nakisuna2.kuciv.kyoto-u.ac.jp/liqca.htm>, 2009.
- 5) 古家幸司, 岡二三生, 角南進, 日置和昭: 構造の変化を考慮した砂の弾塑性構成式と締固め砂杭改良地盤への適用, 第 38 回地盤工学研究発表会発表公演集, pp.1097-1098, 2003.
- 6) Iwasaki, T. and Tatsuoka, F.: Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, Soils and Foundations, Vol.17, No.3, pp.19-35, 1977.
- 7) 北村良介, 酒匂一成, 荒木功平, 松元真一: 斜面防災における Capillary Barrier の応用, 斜面災害における予知と対策技術の最前線に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.161-164, 2007.
- 8) 森中雄一, 山崎真也, 岡二三生, 木元小百合, 肥後陽介: 浸透時における河川堤防の多相浸透・変形連成解析と実験との比較, 土木学会第 63 回年次学術講演会概要集, pp.735-736, 2008.
- 9) 西村太佑, 岡二三生, 木元小百合, 肥後陽介, 森中雄一: 空気 - 水 - 土連成有限要素法を用いた河川堤防模型実験の浸透 - 変形連成解析, 第 44 回地盤工学研究発表会公演集, pp.1469-1470, 2009.
- 10) 矢吹太一, 福谷準也, 岡二三生, 木元小百合, 肥後陽介: 淀川盛土砂の排気・排水および非排気・非排水不飽和三軸試験, 土木学会第 63 回年次学術講演会概要集, pp.913-914, 2008.
- 11) 山崎真也, 岡二三生, 小高猛司, 木元小百合, 浅井良太, 高田直明: サクション解放による劣化を考慮した堤防の浸透変形解析, 第 41 回地盤工学研究発表会, pp.1241-1241, 2006.
- 12) 與田敏昭, 中川一, 関口秀雄, 岡二三生, 後藤仁志, 小俣篤: 越流侵食・浸透のメカニズムを把握するための小型堤防による越流侵食実験, 河川技術論文集, 土木学会, 第 16 巻, pp.347-352, 2010.
- 13) 国土交通省近畿地方整備局, 淀川河川事務所, 淀川堤防強化研究会ワーキング: 浸透および越水に対する堤防強化に関する研究報告書, 2010.
- 14) 財団法人国土技術研究センター: 河川堤防の構造検討の手引き, 2002.

第5章 地震時動的浸透-変形連成解析

5.1 概説

地盤の液状化問題については地下水位以深について考えられることが一般的であるが、実際の地盤では地下水面以浅の地盤は不飽和状態となっており、直下の液状化の影響を受ける。また、降雨等の影響により水位の変化が生じることもある。近年、2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震、2009年静岡沖地震に見られるように、地震前の降雨や集水地形の影響による堤体（盛土）内の飽和度上昇および浸潤面の上昇を原因とした浸透問題と複合した地震被害が散見される。そこで本章では、提案した不飽和浸透-変形連成解析手法を用いて、飽和した液状化対象層上部の不飽和層が地震時に及ぼす影響や、浸透による水位変化が道路盛土の地震時破壊に及ぼす影響について解析を実施し、考察した。

最初に、液状化層上部の透水性が地盤に与える影響について述べる。液状化層上部に低透水層がある場合、低透水層と液状化層の境界において間隙水が一時貯留されることで水膜が形成され、水膜に沿って不連続面が生じることが知られている（国生ら、2000）。液状化層上部に飽和弾性体要素を用いることで低透水層を模擬した地震時動的解析を行い、地層境界における透水性のギャップが地盤の不安定性を引き起こすメカニズムについて考察する。

一様な地盤であっても地下水面以浅は本来不飽和であり、地下水面下の液状化の影響を受ける。地下水面以浅の要素を不飽和を考慮しない（水圧の発生しない）乾燥要素を用いた場合と、不飽和を考慮した場合の地震時動的解析を行い、地下水面以浅の不飽和層が液状化層から受ける影響を示す。また、地下水位が高いほど液状化層厚が厚くなるため、その影響について考察した。さらに、地下水位は降雨浸透によっても変化することから、降雨によって水位上昇が生じた場合の1次元モデルにおける応力変化と、地下水位上昇後の地震時動的解析結果について示す。

最後に、2007年能登半島地震にて大規模崩落が発生した、道路盛土被害の再現解析について述べる。路面崩壊箇所ではいずれも沢や湿地等の水の存在が確認されており、発災時には盛土内の浸透水の存在が崩落の原因となった可能性が指摘されている（国土技術政策総合研究所、2008）。そこで、山側からの地下水の浸透を考慮した地震時動的解析を実施し、その影響について示す。

5.2 1次元モデルでの解析での動的解析

5.2.1 地層境界における透水性のギャップを考慮した動的解析

解析対象とした地盤概要を図 5.2.1-1 に示す. この土層構成は 1995 年兵庫県南部地震で液状化が発生した深江浜のある地点での地盤調査から得られたもので, 液状化対象層である埋立層 (Bs), 以下非液状化対象層である粘土層 (Ac), 砂粘土互層 (As/c), 洪積砂層 (Ds) からなる. この土層構成において Bs 層上部を非液状化対象層として飽和弾性体でモデル化し, その透水係数を変化させることで, 液状化層との透水係数のギャップを考慮する.

境界条件としては, 変位境界として底面固定, 同一深度側方等変位拘束条件とし, 排水境界としてモデル上面を水頭 0 の排水境界, 側面および底面を非排水境界とする.

各層のパラメータについては深江浜の地盤調査 (伊勢本ら, 1997), ポートアイランドと六甲アイランドの地盤調査 (神戸市開発局, 1995) を参考に, 表 5.2.1-1 の様に設定している. 地震動は図 5.2.1-2 に示す兵庫県南部地震観測動の 1/3 振幅調整波とする. 40 秒の地震動を与えた後圧密解析を実施し, 水圧の消散過程を追跡する. なお, 本検討には飽和材料のみを用いているため不飽和条件は考慮せず, 過剰間隙水圧を用いて解析を実施する.

Case5-1 : Bs 層上部要素 (非液状化対象層) の透水係数 $k=1.1 \times 10^{-3}$ (m/s)

Case5-2 : Bs 層上部要素 (非液状化対象層) の透水係数 $k=4.4 \times 10^{-5}$ (m/s)

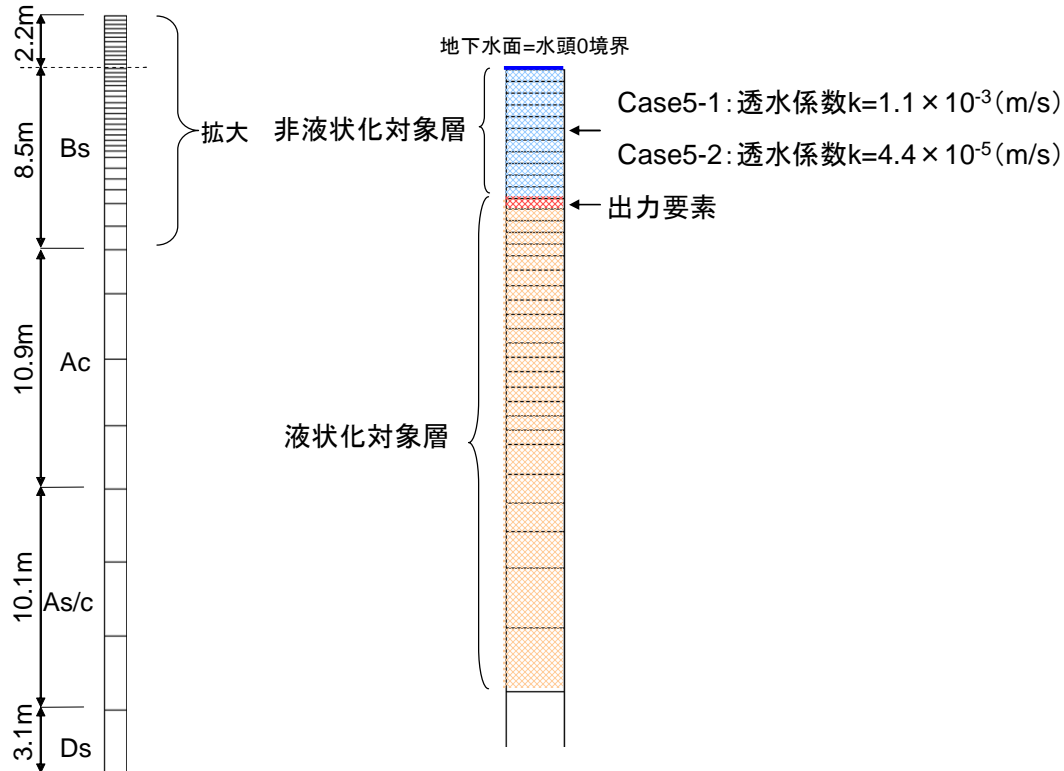


図 5.2.1-1 解析モデルの概要

表 5.2.1-1 土質パラメータ

パラメータ名		Bs	Ac	As/Ac	Ds
密度	ρ (t/m ³)	1.80	1.70	2.00	2.00
透水係数	k (m/s)	2.2×10^{-4}	3.8×10^{-10}	1.7×10^{-5}	1.7×10^{-5}
初期間隙比	e_0	0.42	1.41	0.5	0.5
せん断波速度	V_s (m/s)	190	150	240	250
弾塑性モデル					
圧縮指数	λ	0.010	—	—	—
膨潤指数	κ	0.001	—	—	—
擬似過圧密比	OCR [*]	1.0	—	—	—
無次元化初期せん断係数	G_0/σ'_m	1517	—	—	—
変相応力比	M_m^*	0.91	—	—	—
破壊応力比	M_f^*	1.20	—	—	—
硬化関数中のパラメータ	B_0^*	3500	—	—	—
"	B_l^*	70	—	—	—
"	C_f	0	—	—	—
規準ひずみ(塑性剛性)	γ_r^{p*}	0.002	—	—	—
規準ひずみ(弾性剛性)	γ_r^{E*}	0.01	—	—	—
ダyleイテンション係数	D_0^*	1.0	—	—	—
"	n	4.0	—	—	—
異方性消失のパラメータ	C_d	2000	—	—	—
R-O モデル					
ポアソン比	ν	—	0.35	0.35	0.35
粘着力	c (kPa)	—	100.0	0.0	0.0
内部摩擦角	ϕ (deg)	—	0.0	2.1.0	2.1.0
せん断弾性係数のパラメータ	a	—	38250	9304	8918
"	b	—	0.0	0.5	0.5
R-O パラメータ	α	—	6.17	3.02	3.19
"	r	—	2.13	2.29	2.29

図 5.2.1-3 に Case5.2.1-1,2 での過剰間隙水圧比の分布図を示す。また、図 5.2.1-4 に出力要素における両ケースの過剰間隙水圧時刻歴を示す。Bs 層上部の透水係数が大きい Case5.2.1-1 では、水圧が瞬時に消散するため、地震終了時(40 秒後)において液状化層上部は液状化に到っておらず、1000 秒後にはほぼ水圧が消散している。一方、Case5.2.1-2 では地震終了時において液状化層全体が液状化に到っており、また、1000 秒後の分布図に示される通り、水圧の消散は液状化層下部から生じている。これは、透水係数の低い Bs 層上部を通してしか水圧が消散できないため、液状化層上部において水圧の消散以上に下部からの水圧の供給が卓越するからである。

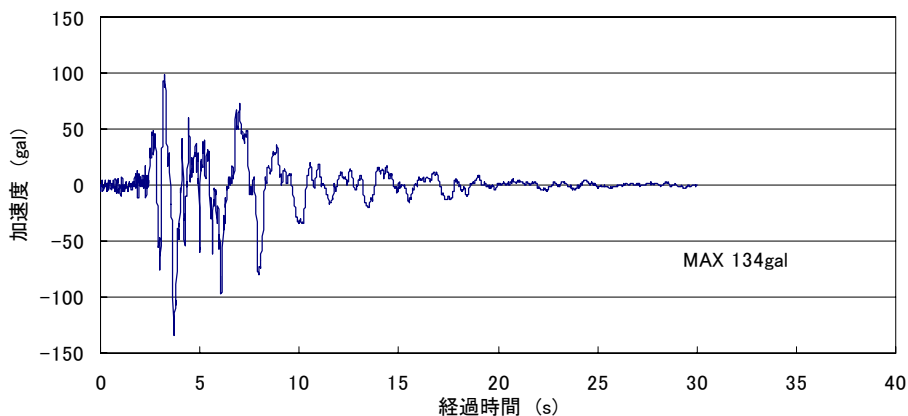


図 5.2.1-2 入力地震動

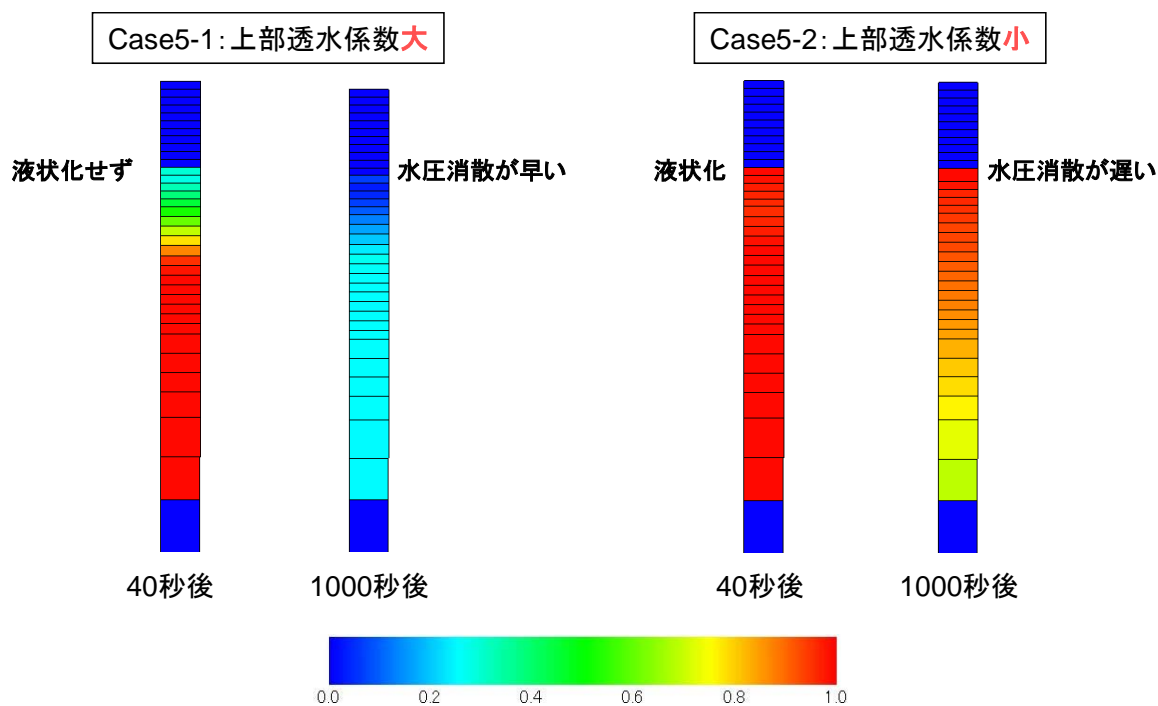


図 5.2.1-3 Case5 -1,5-2 での過剰間隙水圧分布

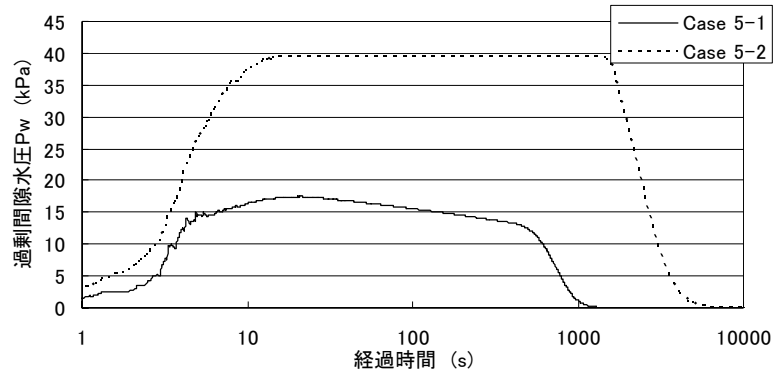


図 5.2.1-4 出力要素での過剰間隙水圧時刻歴

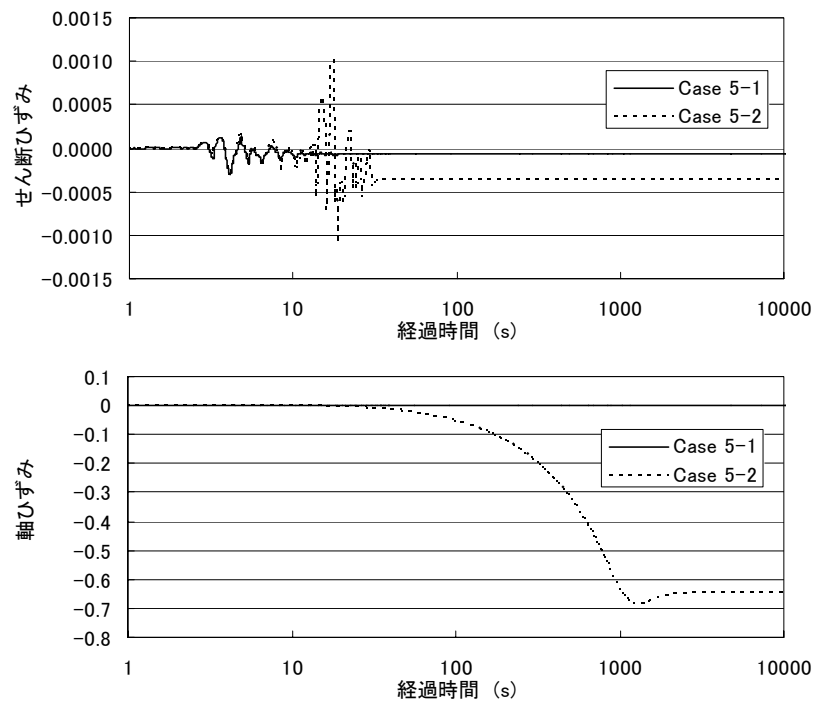


図 5.2.1-5 出力要素でのせん断ひずみおよび軸ひずみ

図 5.2.1-5 に出力要素における軸ひずみおよびせん断ひずみの時刻歴を示す。Case5-1 ではほとんどひずみが発生していないが、Case5-2 では地震時においては大きなせん断ひずみが、圧密時においては大きな軸ひずみが発生している。これは上記に示すように、Case5-1 では出力要素は液状化せず、Case5-2 では液状化していることが原因として挙げられる。

以上より、液状化層に接する上部層の排水性が悪い場合、地震時において境界面で過剰間隙水圧が長期に渡って蓄積されることで、地盤の不安定性に繋がることが示唆された。また、境界面に過剰間隙水圧が蓄積されることが水膜の形成に繋がると考察される。

5.2.2 不飽和を考慮した動的解析

解析対象とした地盤概要を図 5.2.2-1 に示す。一様地盤として用いたモデルは表 5.2.2-1 に示す豊浦砂 $D_r=60\%$ 相当の弾塑性パラメータとし、水分特性曲線としては河川堤防の構造検討の手引き（財団法人国土技術研究センター，2002）を参考に図 5.2.2-2 に示す特性を用いる。入力地震動は図 5.2.2-3 に示す兵庫県南部地震観測動の 1/2 振幅調整波とする。変位境界条件は底面固定，側面は同一深度等変位条件とし，水圧境界条件は底面および側面を非排水として，地下水面と地下水位以浅の要素を以下のように設定してケース分けを行った。なお，簡単のため，ここではサクシオンおよび内部構造の変化は構成式中では考慮しない。

Case5-3：地下水面以浅の要素は乾燥要素（不飽和考慮せず），地下水面を排水境界に設定

Case5-4：地下水面以浅の要素は乾燥要素（不飽和考慮せず），地下水面は非排水境界に設定

Case5-5：地下水面以浅の要素は飽和度 60% の不飽和要素とする

Case5-6：地下水面以浅の要素は飽和度 90% の不飽和要素とする

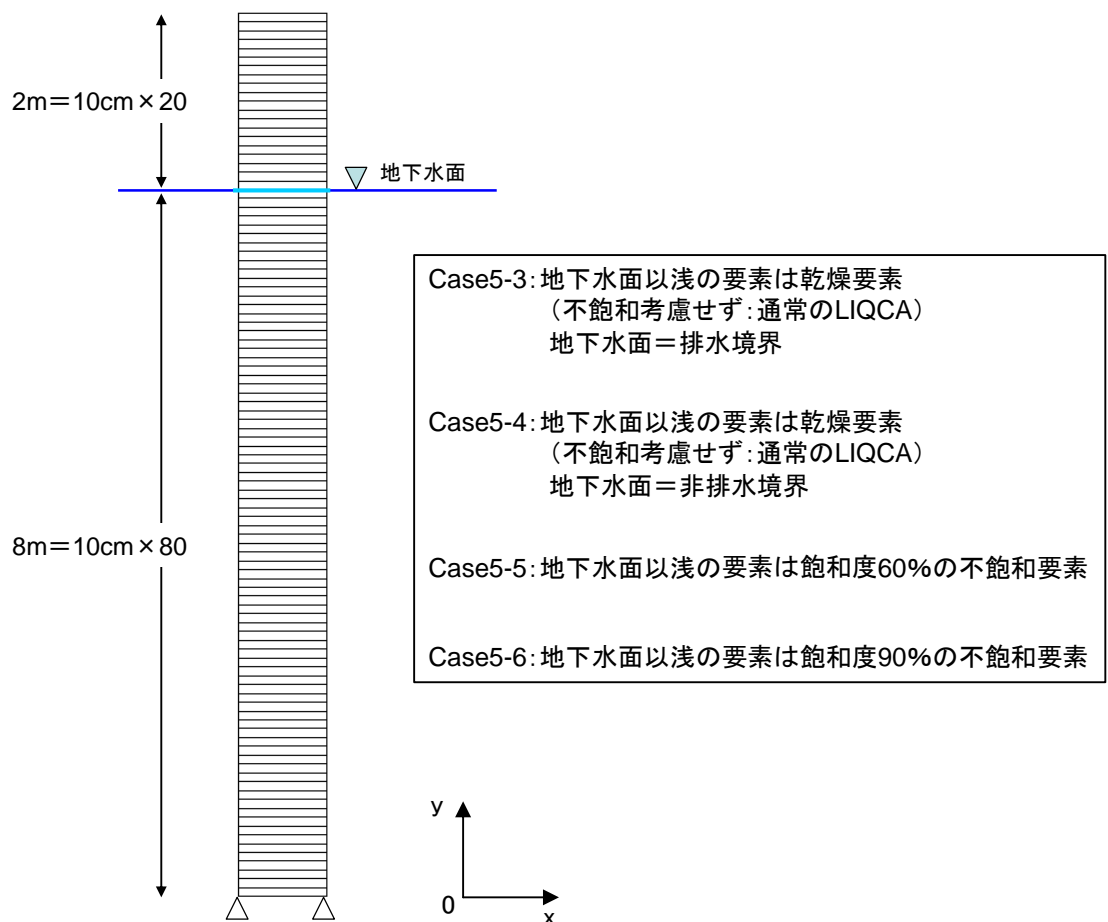


図 5.2.2-1 解析モデル

表 5.2.2-1 土質パラメータ

Parameter	Value
Method [※]	4
Initial void ratio e_0	0.756
Compression index λ	0.012
Swelling index κ	0.0025
Int.shearcoefficient ratio G_0/σ'_{m0}	827.3
Permeability k (m/s)	1.0×10^{-5}
Gravitational acceleration g (m/s ²)	9.8
Density ρ (t/m ³)	1.9
Stress ratio at phase transformation M_m^*	0.792
Stress ratio at failure M_f^*	0.987
Hardening parameter B_0^*	2700
Hardening parameter B_1^*	130
Hardening parameter C_f	750
Elastic modulus of water K_f (kPa)	2.0×10^5
Quasi-OCR OCR [*]	1.2
Anisotropy parameter C_d	2000
Dilatancy parameters D_0^*, n	1.1, 1.0
Plastic ref. strain γ_{ref}^{P*}	0.04
Elastic ref. strain γ_{ref}^{E*}	0.5

※) 第 2 章 p.15 での手法のうち、どれを選択したかを示す

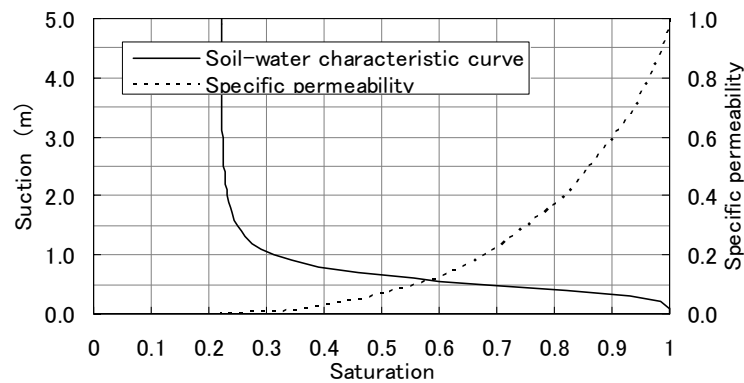


図 5.2.2-2 水分特性曲線および比透水係数

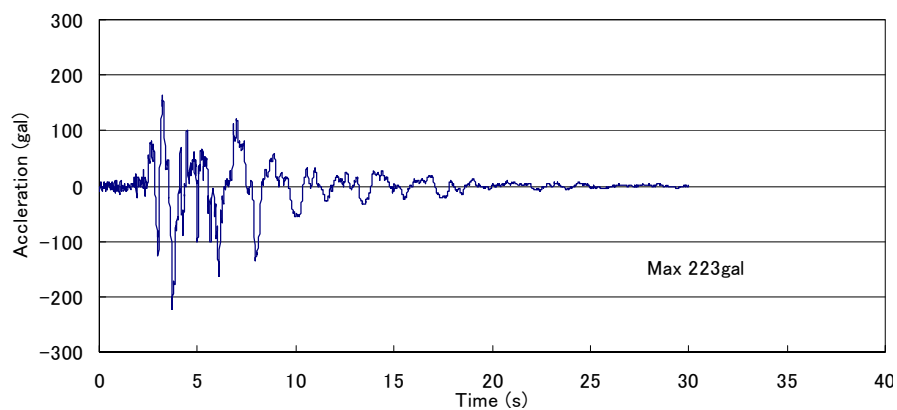


図 5.2.2-3 入力地震動

図 5.2.2-4～図 5.2.2-7 に各ケースでの平均有効応力減少比分布を、図 5.2.2-8～図 5.2.2-11 に各ケースでの間隙水圧および応力減少比の時刻歴を示す。Case5-3, Case5-4 では平均有効応力減少比, Case5-5, Case5-6 では平均骨格応力減少比を示しているが、地下水面以下については骨格応力と有効応力は同義となる。Case5-3 と Case5-4 を比較すると、Case5-3 では排水境界から水圧が消散するため、地下水面付近は液状化していないが、Case5-4 では地下水面が非排水境界の水圧が大きく上昇し、地下水面以下の全要素が液状化している。一方、水位以浅の要素は乾燥要素のため過剰間隙水圧が発生していない。

水位以浅の要素に不飽和要素を用いた Case5-5 と Case5-6 では、Case5-3 と同様に地下水面周囲の要素は液状化に至っていない点は Case5-3 と同様であるが、Case5-3 では地下水面直下の要素 80 の応力減少比がほぼ 0 であったのに対し、Case5-5, Case5-6 では約 0.4 まで上昇している。さらに、Case5-5, Case5-6 では地下水位以浅の要素においても間隙水圧が上昇している。また、地下水位以浅の要素の飽和度が 60%である Case5-5 よりも、90%である Case5-6 のほうが水圧の上昇および骨格応力減少比の上昇がやや大きかった。Case5-5 では約 25 秒後、Case5-6 では約 22 秒後に水圧の上昇が確認できるが、これは主要動終了後に、下部層から水圧の小さい上部層へ水圧が伝わってきたものであると考えられる。

図 5.2.2-12 および図 5.2.2-13 に各ケースの地表面応答加速度および地表面変位の時刻歴を示す。不飽和を考慮していない Case5-3 よりも、不飽和を考慮している Case5-5 と Case5-6 の地表面水平変位が大きくなっている。また、飽和度が 60%である Case5-5 よりも Case5-6 のほうが水平変位が大きい。このことから、地下水面以浅の要素の飽和度が高いと、地表面での水平変位が大きくなることが示唆された。

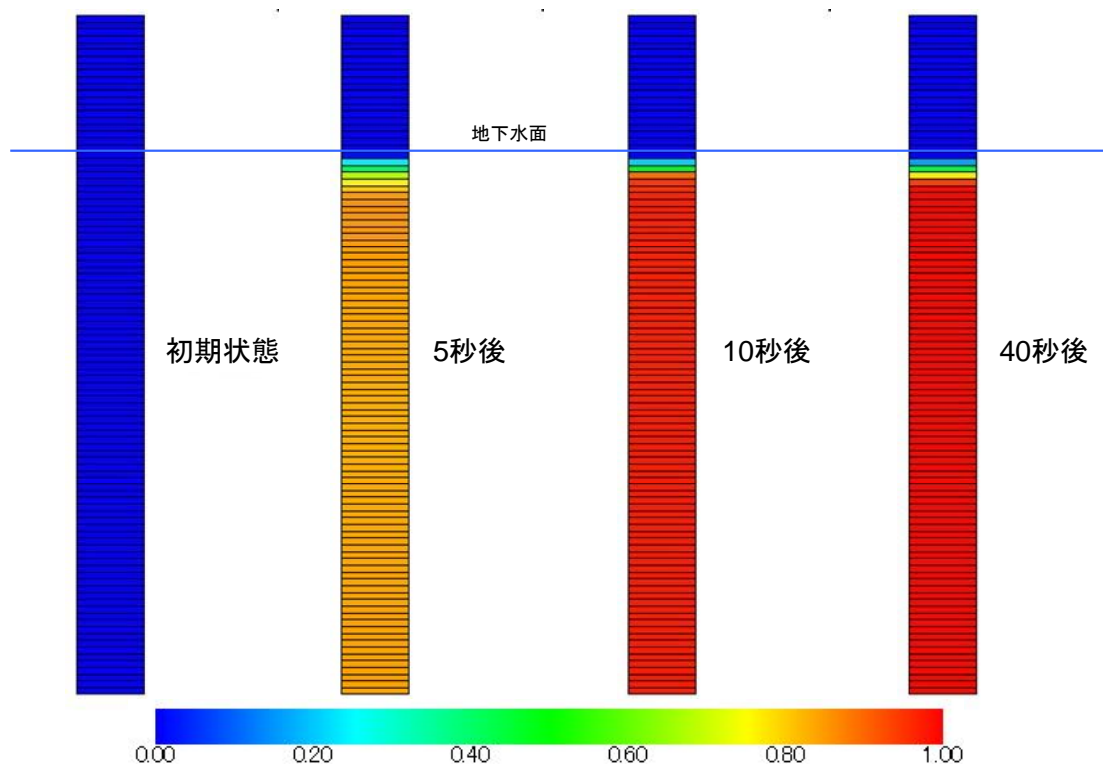


図 5.2.2-4 Case 5-3 の平均有効応力減少比分布

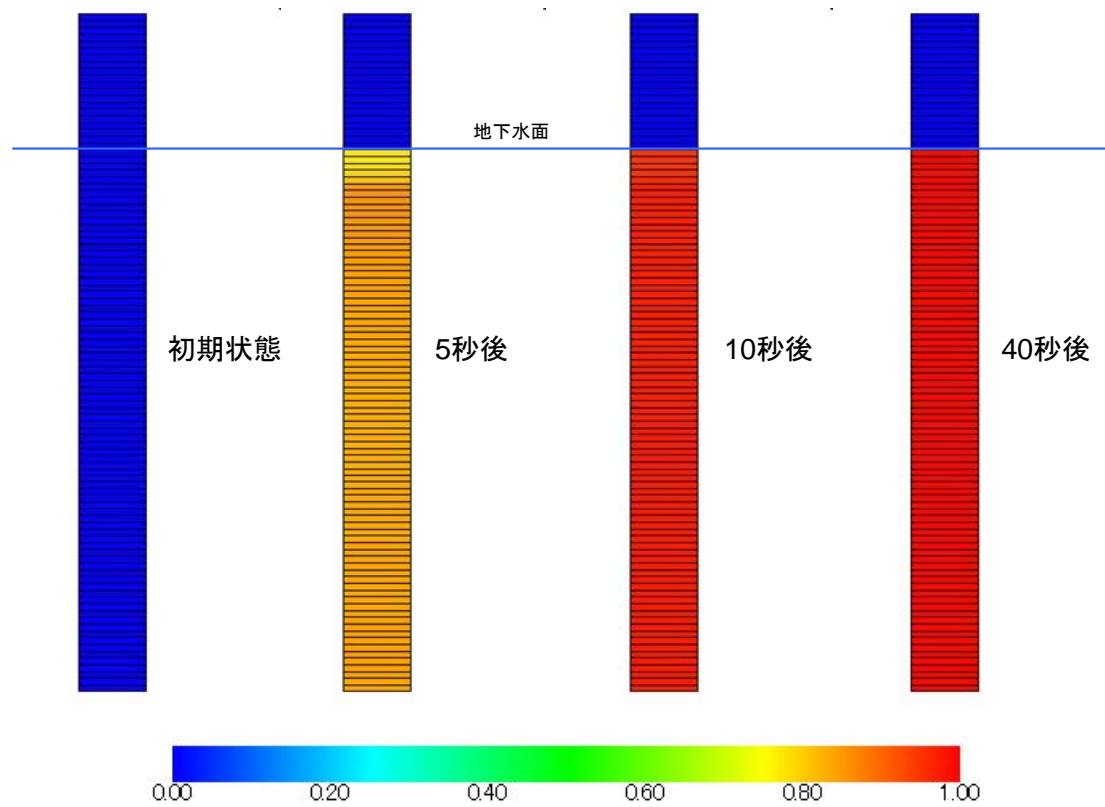


図 5.2.2-5 Case 5-4 の平均有効応力減少比分布

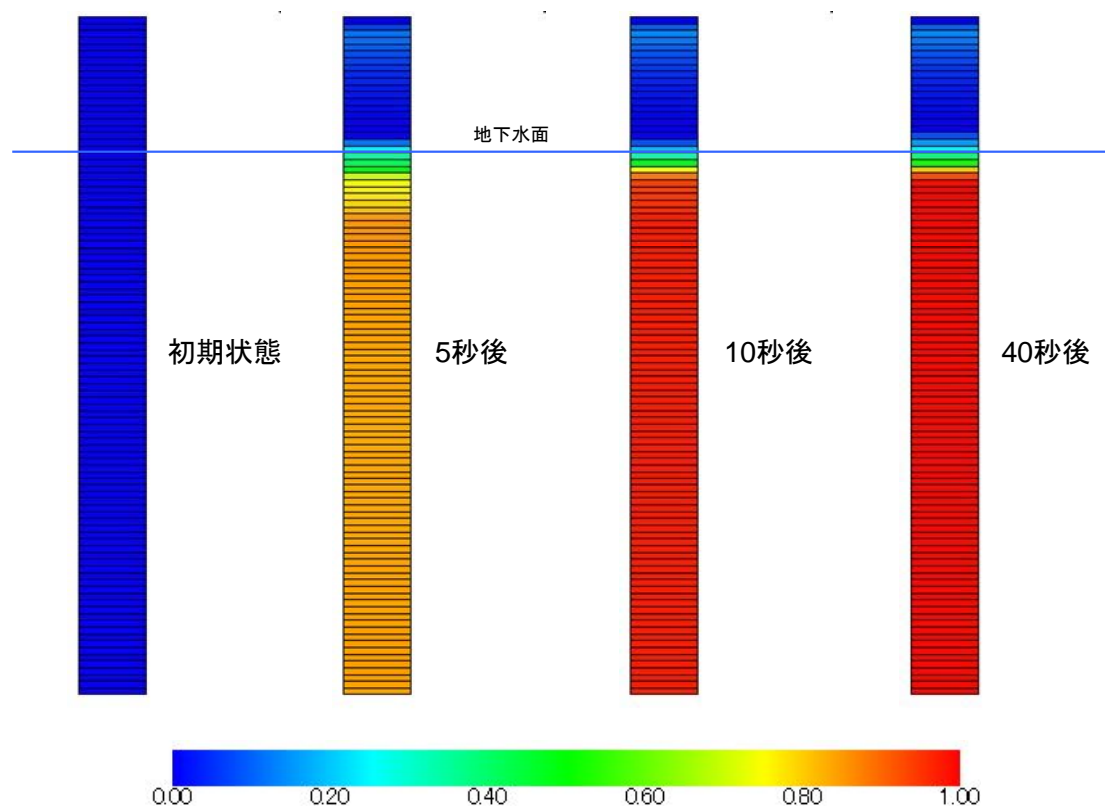


図 5.2.2-6 Case 5-5 の平均骨格応力減少比分布

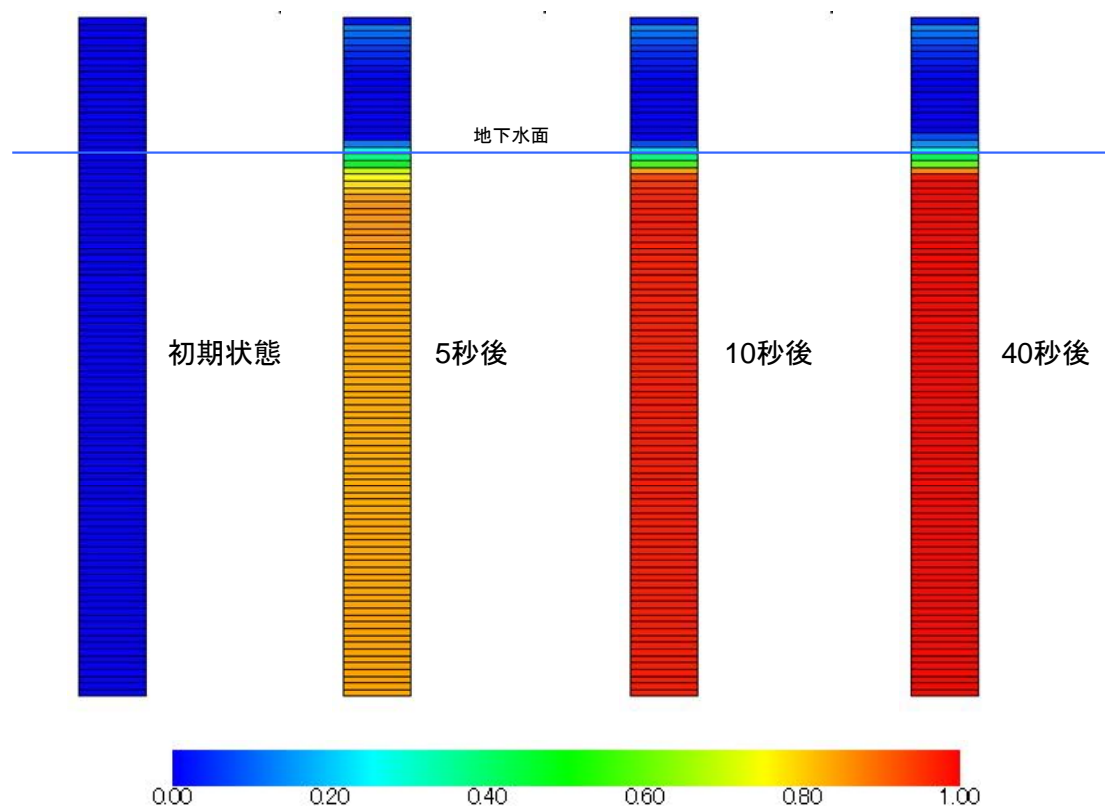


図 5.2.2-7 Case 5-6 の平均骨格応力減少比分布

要素番号	
83	
82	
81	
80	
79	
78	
77	
76	

地下水面

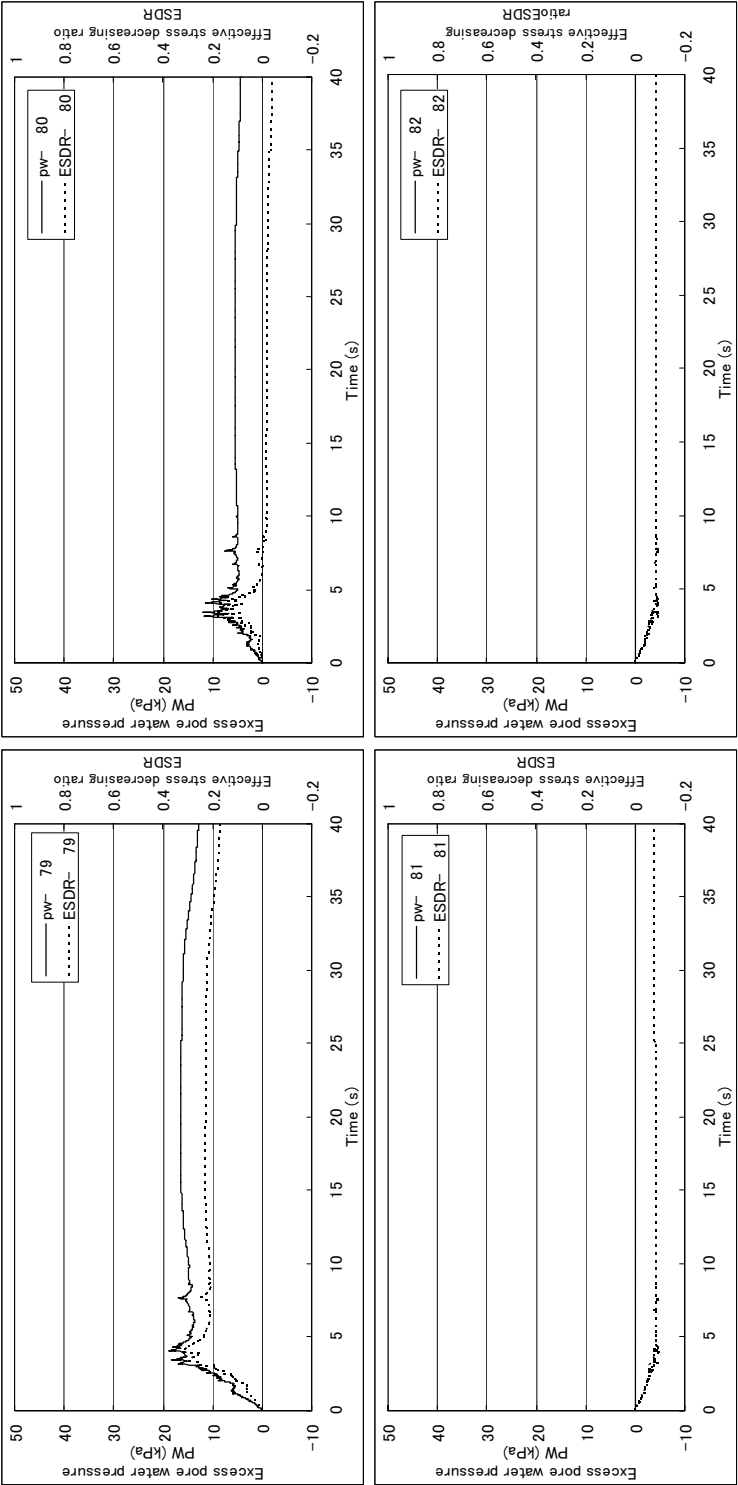


図 5.2.2-8 Case 5-3 地下水面付近の要素の過剰間隙水圧 (Pw) および平均有効応力減少比 (ESDR) 時刻歴

要素番号	
83	
82	
81	
80	
79	
78	
77	
76	

地下水面

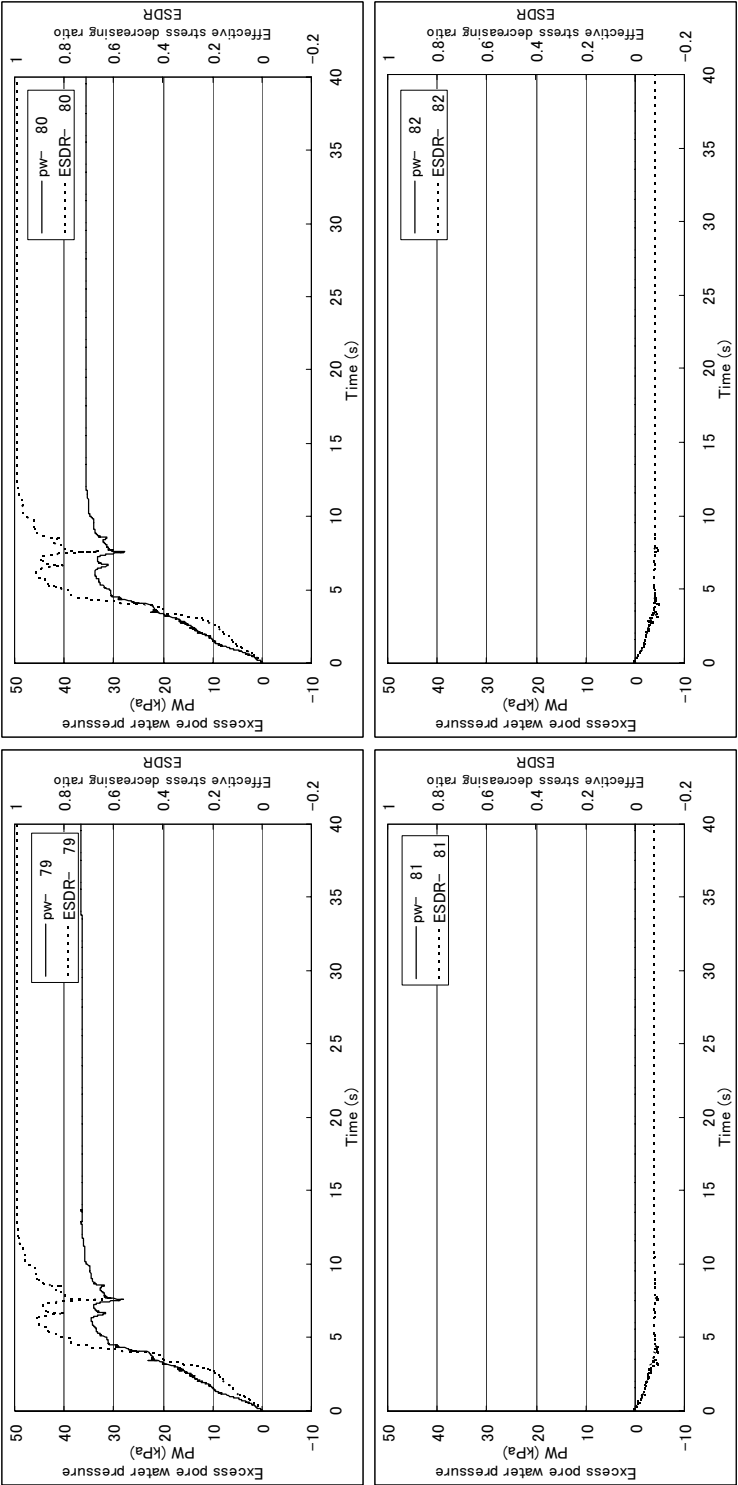


図 5.2.2-9 Case 5-4 地下水面付近の要素の過剰間隙水圧 (Pw) および平均有効応力減少比 (ESDR) 時刻歴

要素番号	
83	
82	
81	
80	
79	
78	
77	
76	

地下水面

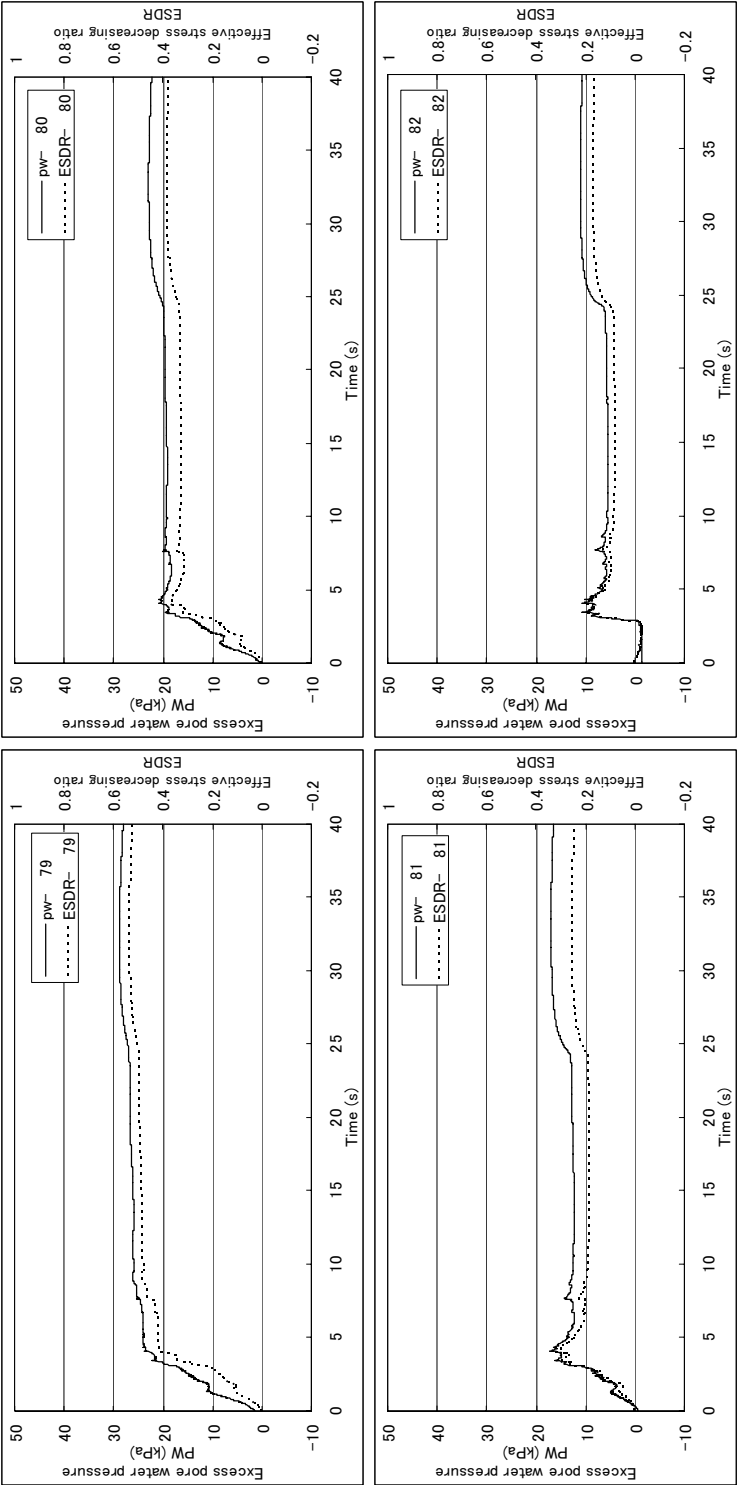


図 5.2.2-10 Case 5-5 地下水水面付近の要素の間隙水圧 (Pw) および平均骨格応力減少比 (ESDR) 時刻歴

要素番号	
83	
82	
81	
80	
79	
78	
77	
76	

地下水面

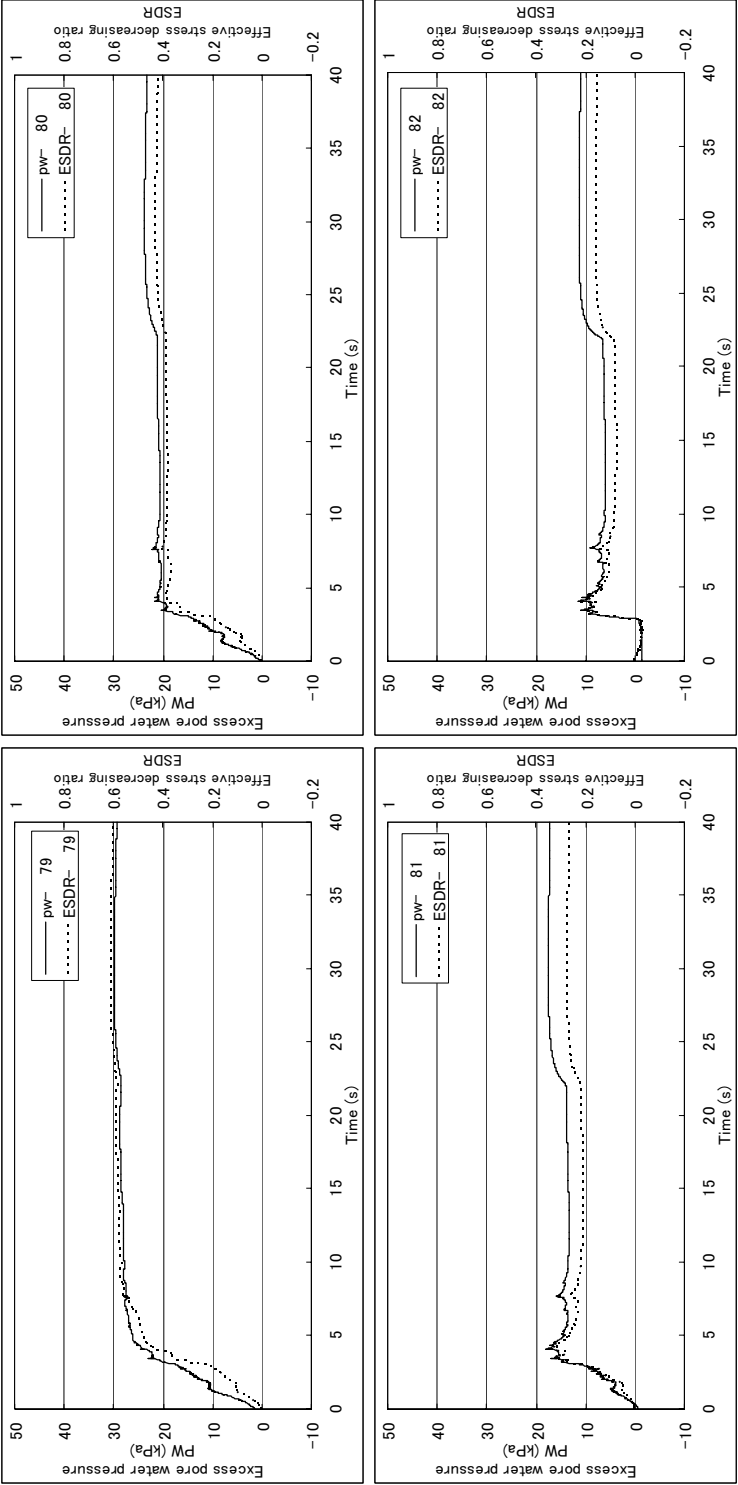


図 5.2.2-11 Case 5-6 地下水水面付近の要素の間隙水圧 (Pw) および平均骨格応力減少比 (ESDR) 時刻歴

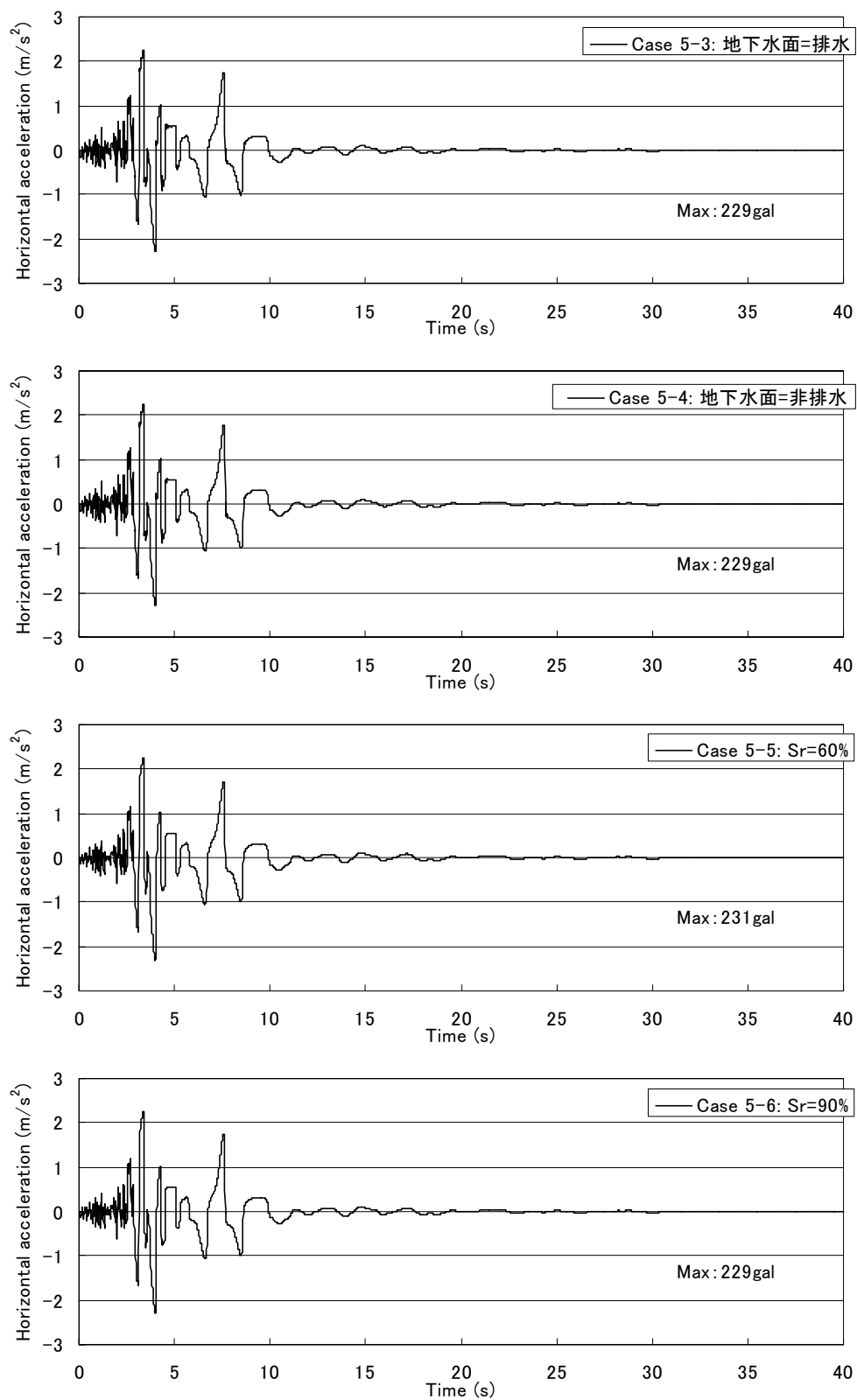


図 5.2.2-12 各ケースでの地表面応答加速度時刻歴

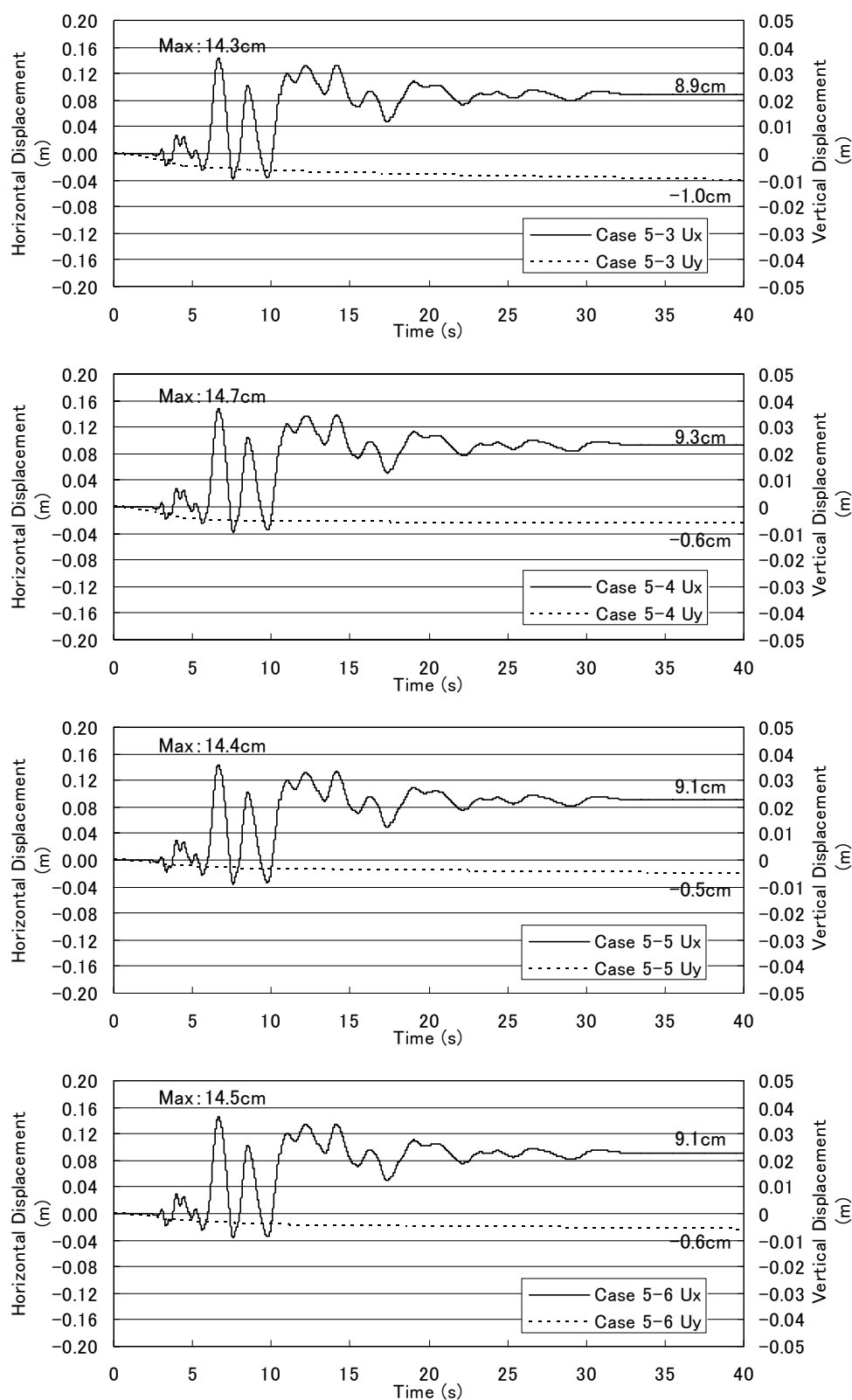


図 5.2.2-13 各ケースでの地表面変位時刻歴

5.2.3 地下水位が異なる場合の動的解析

地下水位が異なる場合の液状化解析として、図 5.2.3-1 に示すような一様な地盤のモデルを用いて検討を行う。一様地盤の不飽和浸透特性は図 5.2.2-2 と同様の特性を用い、弾塑性パラメータは表 5.2.2-1 と同様の豊浦砂 $Dr=60\%$ のパラメータを用いる。また、地下水位以浅の初期飽和度は 60% とする。

境界条件は変位境界として底面固定、側面鉛直ローラー、水圧境界として底面と側面は非排水とする。また、不飽和層は初期飽和度 60% とする。入力地震動は図 5.2.2-3 に示す兵庫県南部地震観測動の $1/2$ 振幅調整波とする。

上記条件を用い、地下水位を GL-2.0m, GL-3.0m, GL-4.0m と変更した 3 ケースについて解析を実施し、結果を比較する。

Case5-7 : WLV=GL-2.0m

Case5-8 : WLV=GL-3.0m

Case5-9 : WLV=GL-4.0m

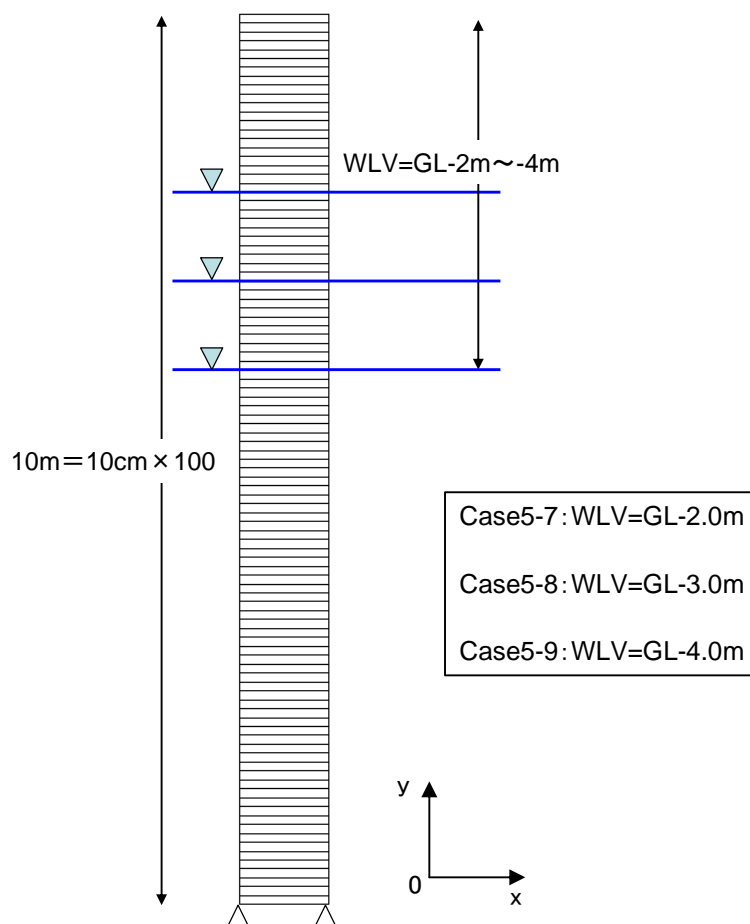


図 5.2.3-1 解析モデル

図 5.2.3-2～図 5.2.3-4 に各ケースの間隙水圧分布を，図 5.2.3-5～図 5.2.3-7 に各ケースの平均骨格応力減少比分布を示す．間隙水圧分布では，各ケースとも初期状態において初期水位から飽和度 60% へのサクシヨンの遷移領域が存在している．その後，加震に伴い遷移領域において水圧が上昇している．平均骨格応力減少比分布では，地下水位が高いほど液状化している範囲が広く，初期水位以浅の遷移領域の骨格応力が減少していることがわかる．

図 5.2.3-8 に各ケースの地表面での加速度時刻歴を，図 5.2.31-9 に各ケースの地表面での変位時刻歴を示す．加速度は地下水位が低いほど大きな応答を示しているが，水平変位は地下水位が低いほど小さくなった．また，鉛直変位は地下水位が低いほど沈下量が大きくなっているが，地震後の圧密まで考慮すると，地下水位が高いほうが液状化層厚が厚くなるため，沈下量も大きくなるものと思われる．

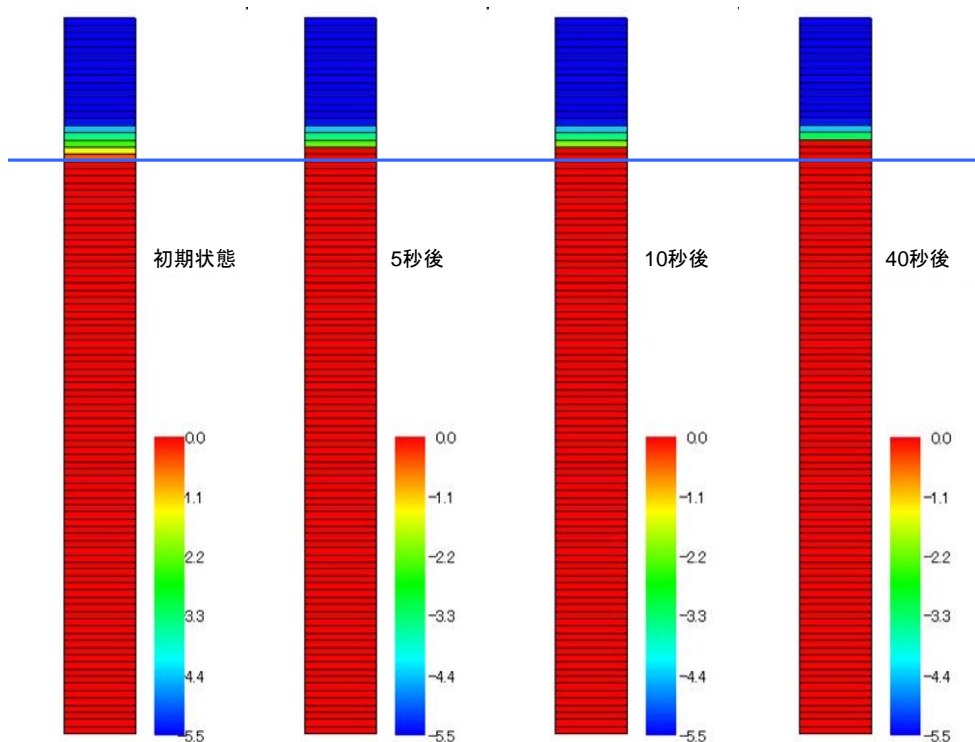


図 5.2.3-2 Case 5-7 の間隙水圧分布 (kPa)

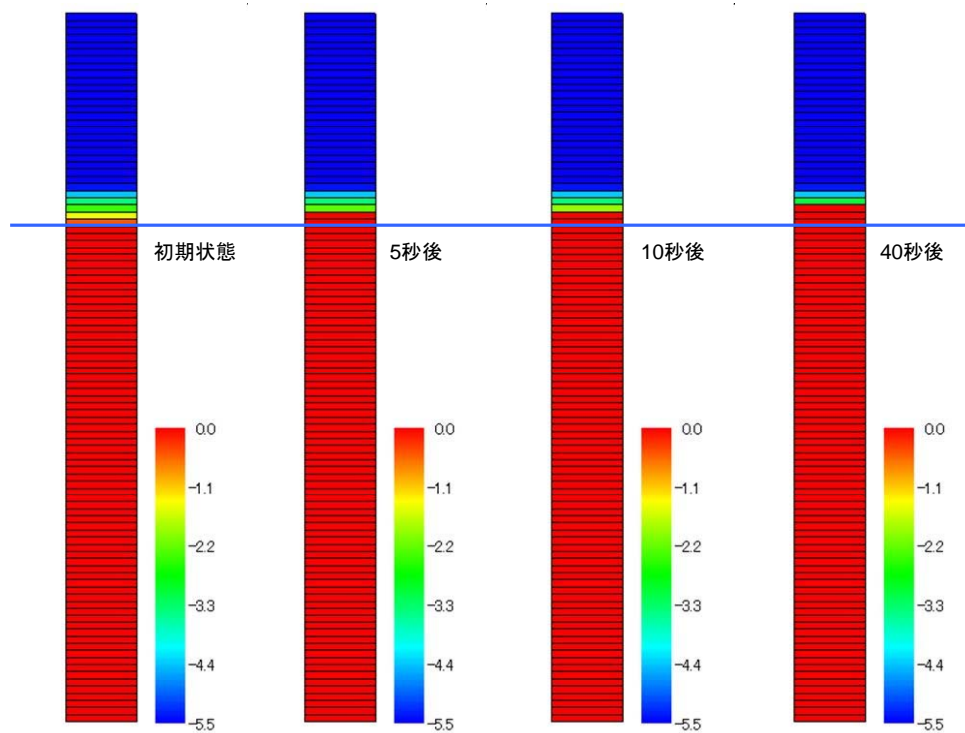


図 5.2.3-3 Case 5-8 の間隙水圧分布 (kPa)

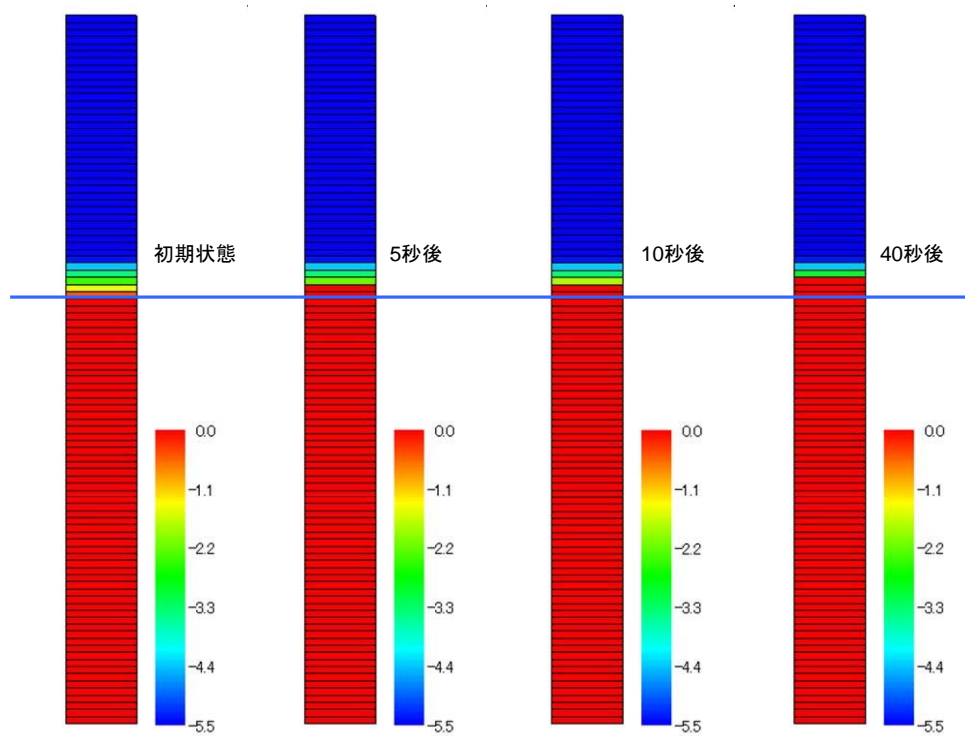


図 5.2.3-4 Case 5-9 の間隙水圧分布 (kPa)

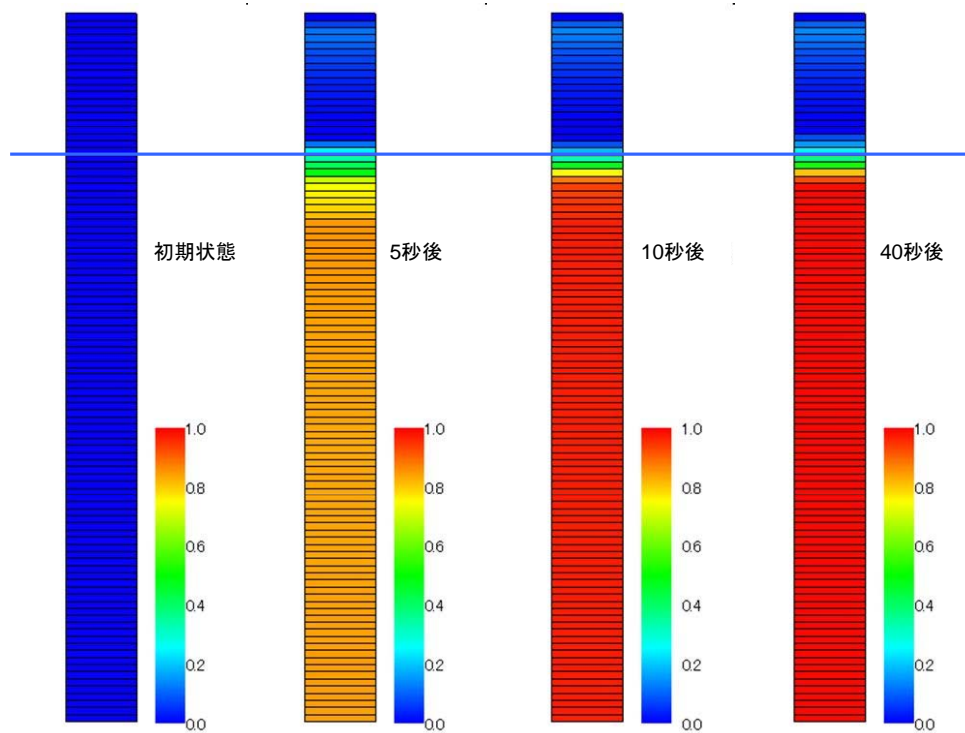


図 5.2.3-5 Case 5-7 の平均骨格応力減少比分布

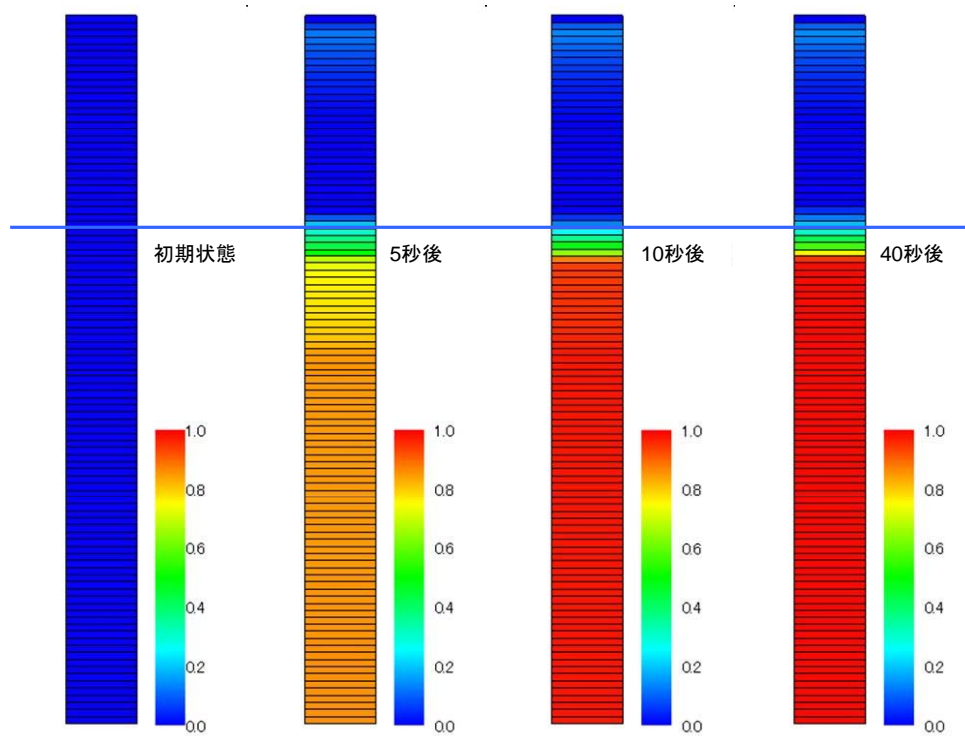


図 5.2.3-6 Case 5-8 の平均骨格応力減少比分布

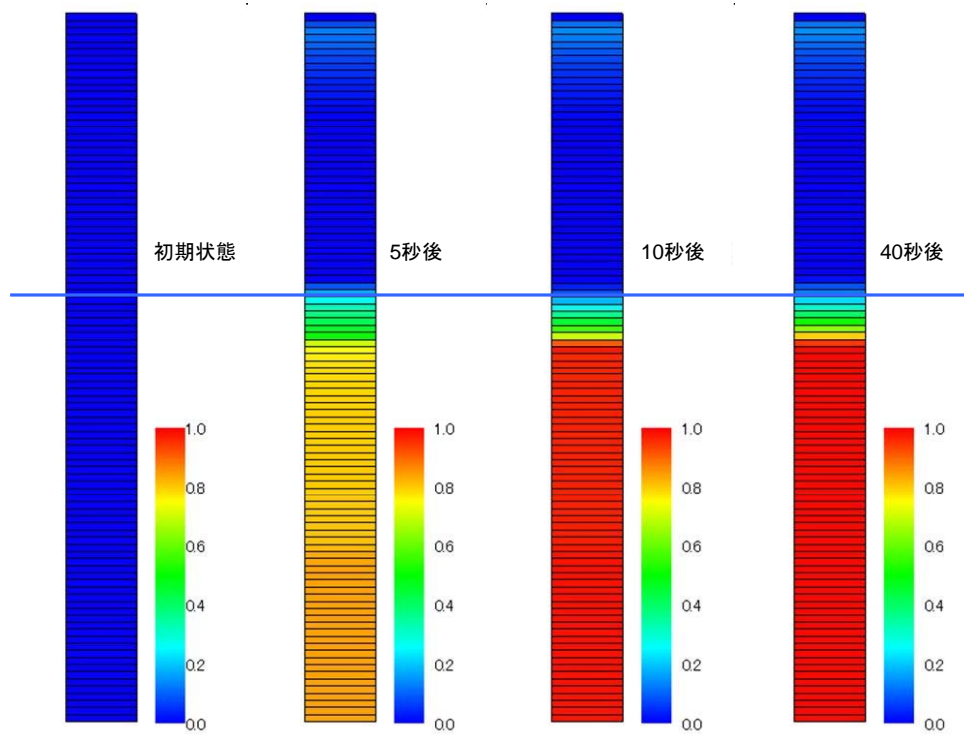


図 5.2.3-7 Case 5-9 の平均骨格応力減少比分布

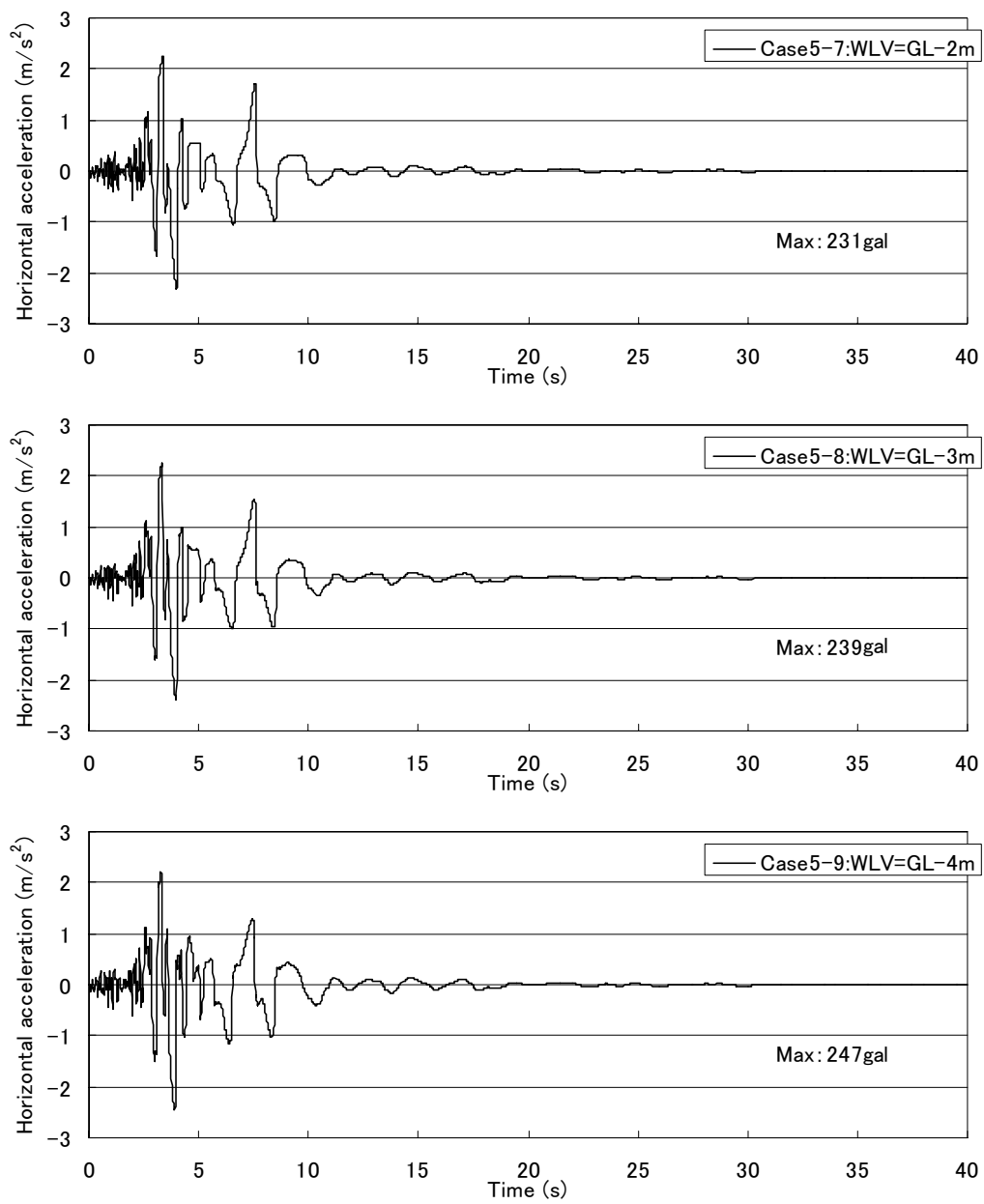


図 5.2.3-8 地表面での加速度時刻歴比較

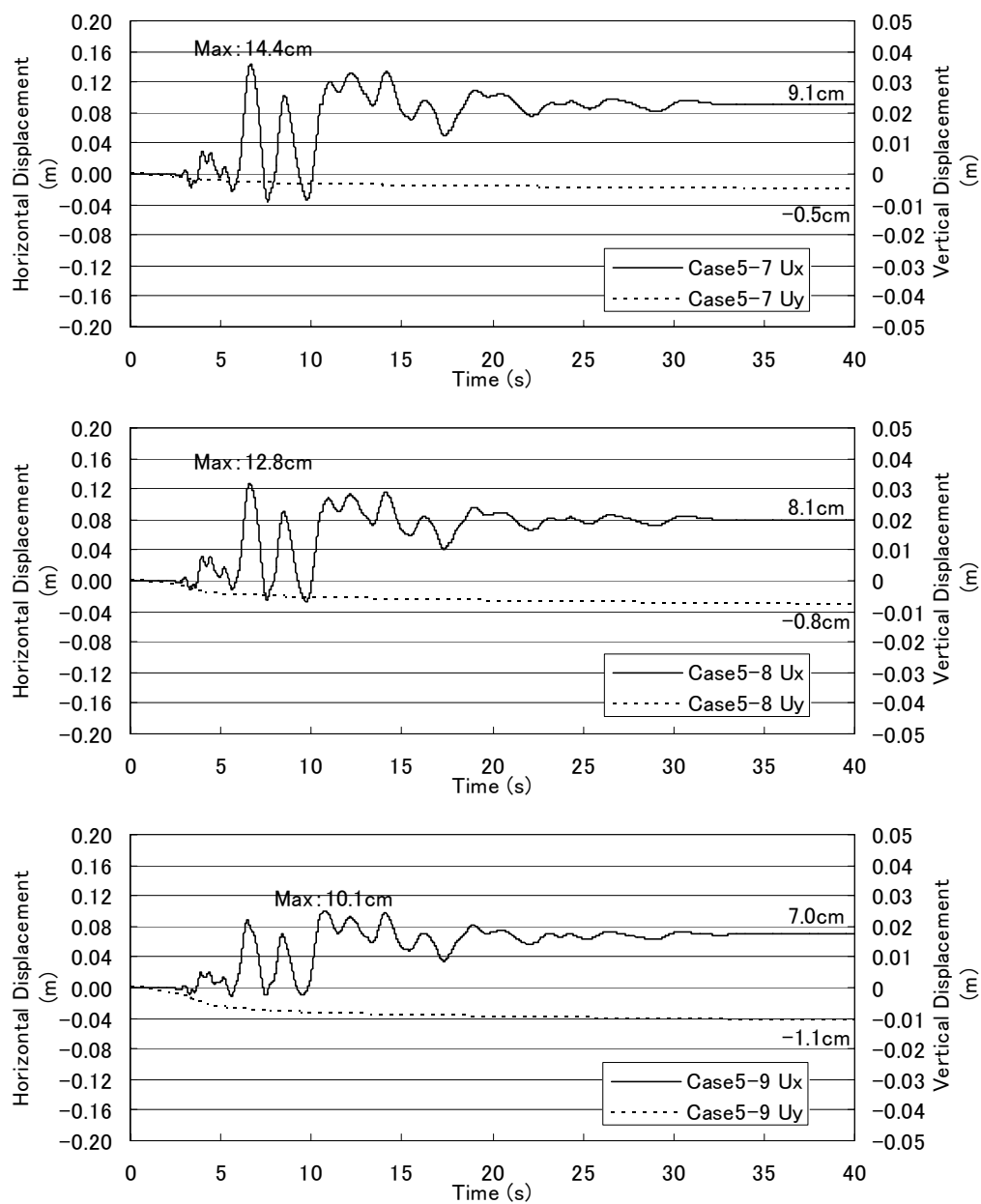


図 5.2.3-9 地表面での変位時刻歴比較

5.2.4 降雨による地下水位の上昇を考慮した動的解析

(1)解析条件

前節 Case5-9 で用いたモデル (図 5.2.3-1) を用いて降雨による地下水位の上昇を考慮した地震解析を実施する.

最初に, 降雨による地下水位の上昇の考慮するに当たり, 地盤モデルとして弾性体を用いた CaseR-1 (表 5.2.4-1) と, 前節 Case5-9 と同様の豊浦砂 $Dr=60\%$ 相当の弾塑性パラメータ (表 5.2.2-1) を用いた CaseR-2 の 2 ケースについて検討する. 降雨条件としてモデル上部に $30\text{mm/hr} \times 10$ 時間を与え, 50 時間後までの解析を実施する.

次に, 弾塑性材を用いた CaseR-2 の 50 時間後の応力状態を初期状態として地震解析を実施する. このときの入力地震動は前節 5.2.3 と同様の, 図 5.2.2-3 に示す兵庫県南部地震観測動の 1/2 振幅調整波とする

(2)降雨解析結果

図 5.2.4-1 および図 5.2.4-2 に CaseR-1 および CaseR-2 の間隙水圧分布を示す. 10 時間後まで降雨があり, その後地下水面へと向かい浸潤していつている. 50 時間後には定常状態となり, 地下水位が上昇している. 間隙水圧の変化については CaseR-1 および CaseR-2 に大きな差異がないことがわかる.

図 5.2.4-3 に 50 時間後における CaseR-1 および CaseR-2 の間隙水圧, 平均骨格応力の深度分布を示す. 間隙水圧では CaseR-1 と CaseR-2 の結果は一致しているが, 平均骨格応力では CaseR-1 がより減少していることがわかる. また, 図 5.2.4-4 での 50 時間後における CaseR-1 および CaseR-2 の水平骨格応力および鉛直骨格応力の深度分布を見ると, 鉛直骨格応力では CaseR-1, CaseR-2 は一致しているのに対し, 水平骨格応力では CaseR-1 のほうが大きく減少しており, CaseR-2 では初期状態からほぼ変化していない.

CaseR-1 は地盤を弾性材料でモデル化したため, 降雨による地下水面上昇に伴う間隙水圧の上昇により減少した鉛直骨格応力に伴って鉛直ひずみが生じ, Lamé の定数に従って水平骨格応力が減少したと考えられる. 一方, 地盤を弾塑性材料でモデル化した CaseR-2 では, 水平方向が固定されている境界条件の下では水平骨格応力に対する影響は小さいことが示された.

表 5.2.4-1 弾性体モデルのパラメータ

Parameter	Value
Initial void ratio e_0	0.756
Lamé constant λ (kN/m^2)	1.5×10^5
Lamé constant μ (kN/m^2)	7.5×10^4
Permeability k (m/s)	1.0×10^{-5}
Gravitational acceleration g (m/s^2)	9.8
Density ρ (t/m^3)	1.767

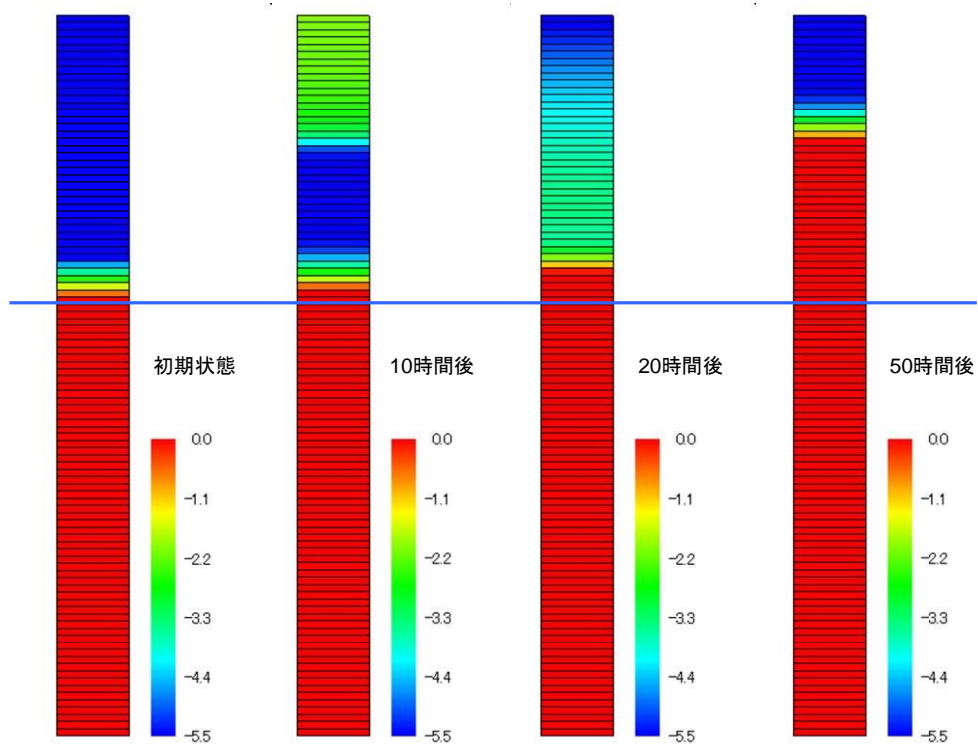


図 5.2.4-1 Case R-1 の間隙水圧分布

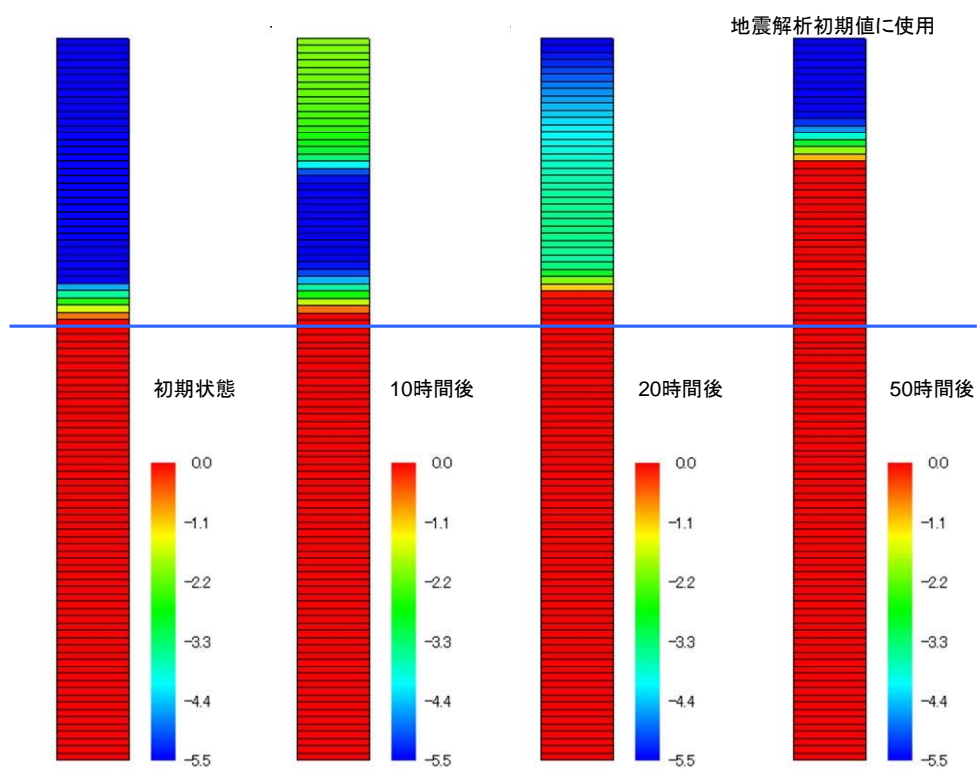


図 5.2.4-2 Case R-2 の間隙水圧分布

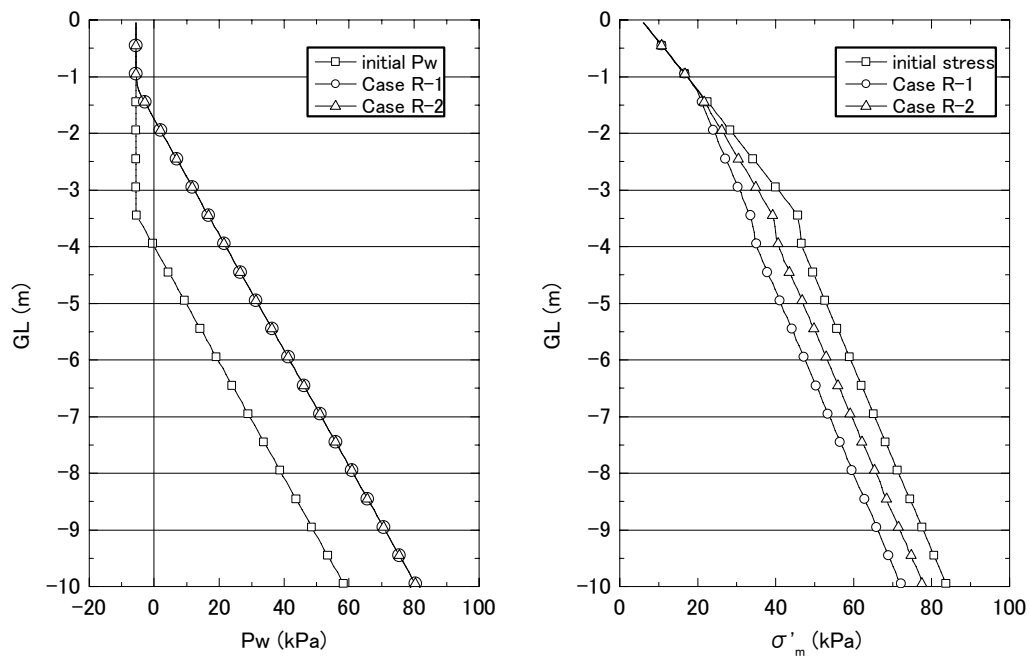


図 5.2.4-3 50 時間後の間隙水圧 (左図) および平均骨格応力 (右図)

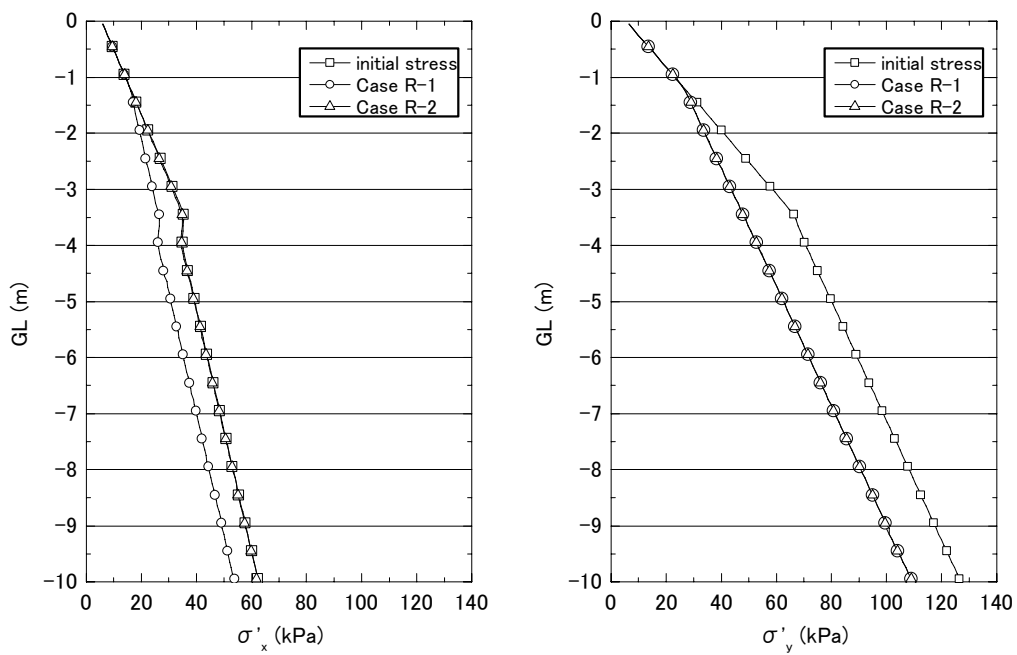


図 5.2.4-4 50 時間後の水平骨格応力 (左図) および鉛直骨格応力 (右図)

(3)地震解析結果

CaseR-2 の 50 時間後の応力・水圧を初期状態として地震解析を実施した．図 5.2.4-5 に間隙水圧分布を，図 5.2.4-6 に平均骨格応力減少比分布を示す．間隙水圧分布では 5.2.4 での各ケースと同様に，サクシヨンの遷移領域の水圧が加震に伴い上昇している．骨格応力減少比分布では GL-4.0m 以深は 10 秒後以降に液状化しているが，降雨によって水位が上昇した GL-4.0m 以浅の飽和領域は液状化に至っていない部分が多い．これは，本解析条件における降雨の水位上昇では水平骨格応力 σ'_x が減少していなかったことが影響していると考えられる．

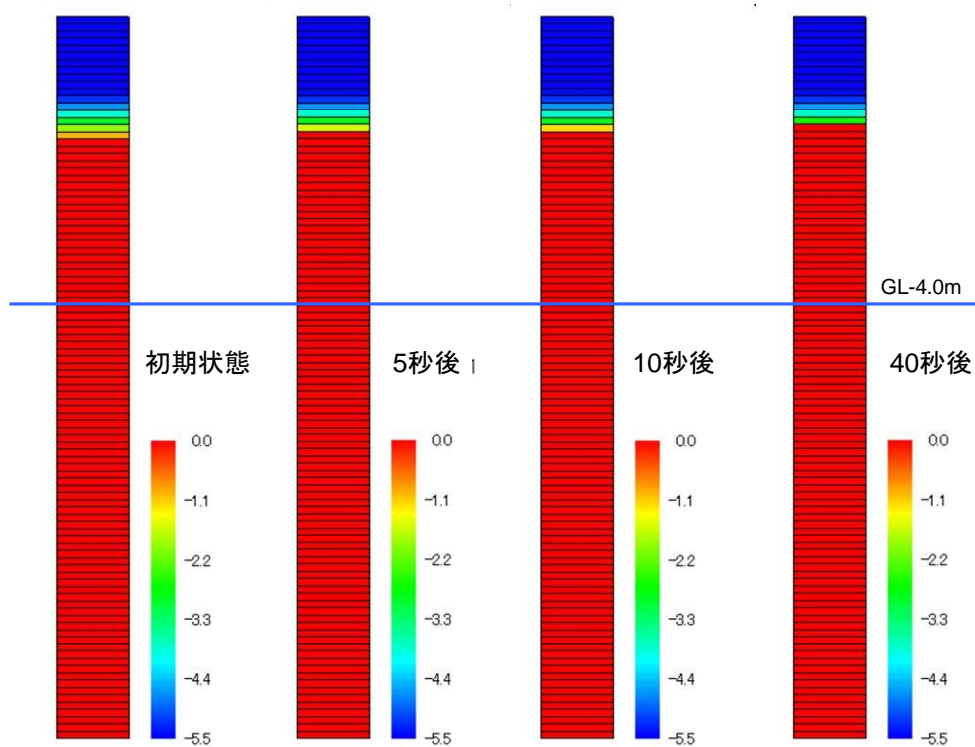


図 5.2.4-5 間隙水圧分布 (kPa)

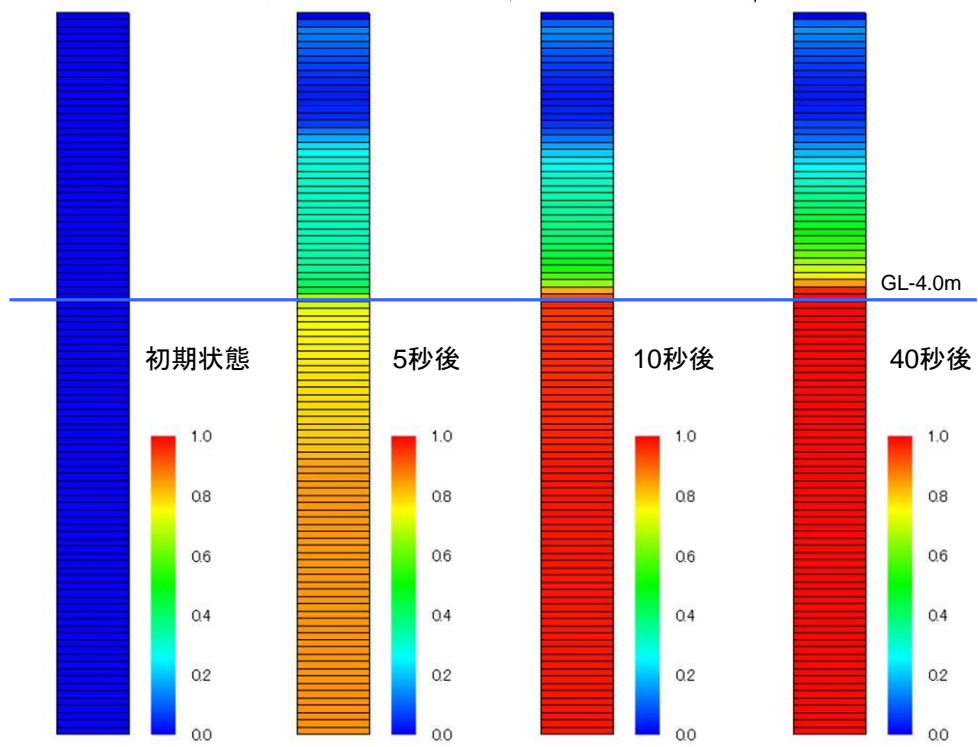


图 5.2.4-6 平均骨格応力減少比分布

5.3 能登半島地震における道路盛土崩壊事例の再現解析

能登半島地震において能登有料道路の道路盛土が崩壊した。この原因は地震前日に降雨があったことや、集水地形であったことなどが推測されている。本研究では降雨および集水地形による山側からの地下水供給が崩落の原因であったと推測し、大規模な盛土崩壊のあった区間について被害の再現を試みる。

5.3.1 被害状況について

能登半島地震は2007年3月25日に発生した、能登半島沖を震源とするマグニチュード6.9（モーメントマグニチュードは6.7）の地震である。石川県七尾市、輪島市、穴水町で深度6強が観測されたほか、広い範囲で深度5弱以上が観測された。震源の深さは約11km、西北西・東南東方向に圧縮軸を持つ横ずれ成分を含む逆断層型の地殻内で発生した地震である。このときの被害状況は能登半島地震被害調査報告（国土交通省国土技術政策総合研究所，2008）としてまとめられている。

被害シミュレーションの対象とする箇所は別所岳SA南側の盛土斜面とし、ここでは盛土高30～35mの両盛土が、地震によって上り2車線のうち1車線が崩落した。崩落の幅は約60m程度であり、盛土は泥流化して下流側へ約150m流下した。被災状況写真を図5.3.1-1および図5.3.1-2に、崩壊主断面図を図5.3.1-3に示す。崩壊主断面図より、円弧滑りのような変形が生じたと推測される。本復旧では、現地発生土の改良土を用いて盛土を再構築し、盛土内部に排水材を敷設するとともに掘削面には排水層を施工し、暗渠工により浸透水を輩出する対策がとられた。本復旧主断面図を図5.3.1-4に、復旧後の現地写真を図5.3.1-5、図5.3.1-6に示す。

本箇所は集水地形の沢埋め盛土であり、沢筋は盛土中央に位置している。被災後の地盤調査によれば残盛土箇所の地下水位が盛土内にあることから（図5.3.1-3のボーリング孔内水位）、盛土法先付近も地下水位があった可能性が示唆されている。また、盛土復旧後に現地踏査を実施したところ、法先からの流水が見られた（図5.3.1-7）。気象庁HPによれば最寄の観測点である門前における地震当日の日雨量は10mm以下であり、当日までの7日間累積雨量も多くないが、当地域は積雪の雪解け水が山側からの地下水の供給となっていた可能性がある。



図 5.3.1-1 被災状況写真 1（国土交通省国土技術政策総合研究所，2008）

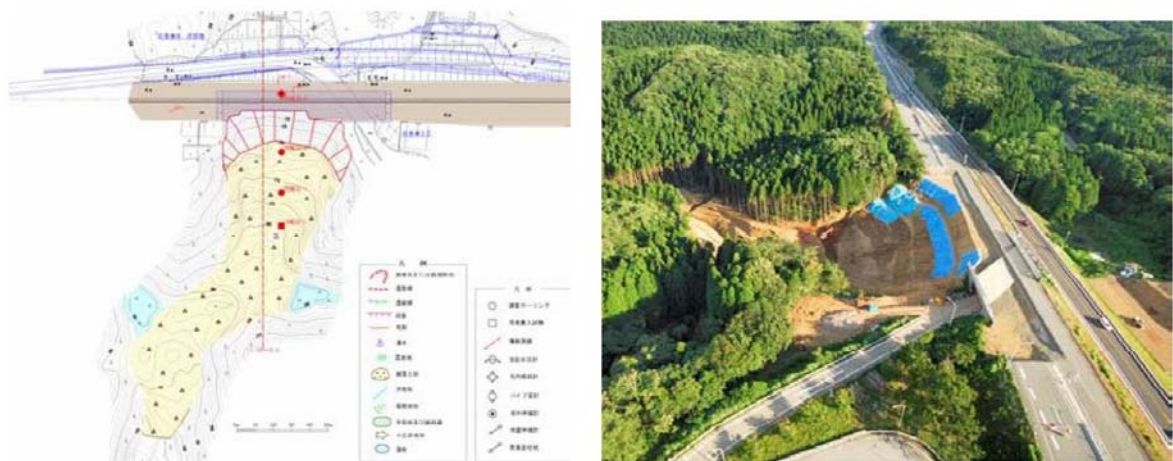


図 5.3.1-2 被災状況写真 2 (国土交通省国土技術政策総合研究所, 2008)

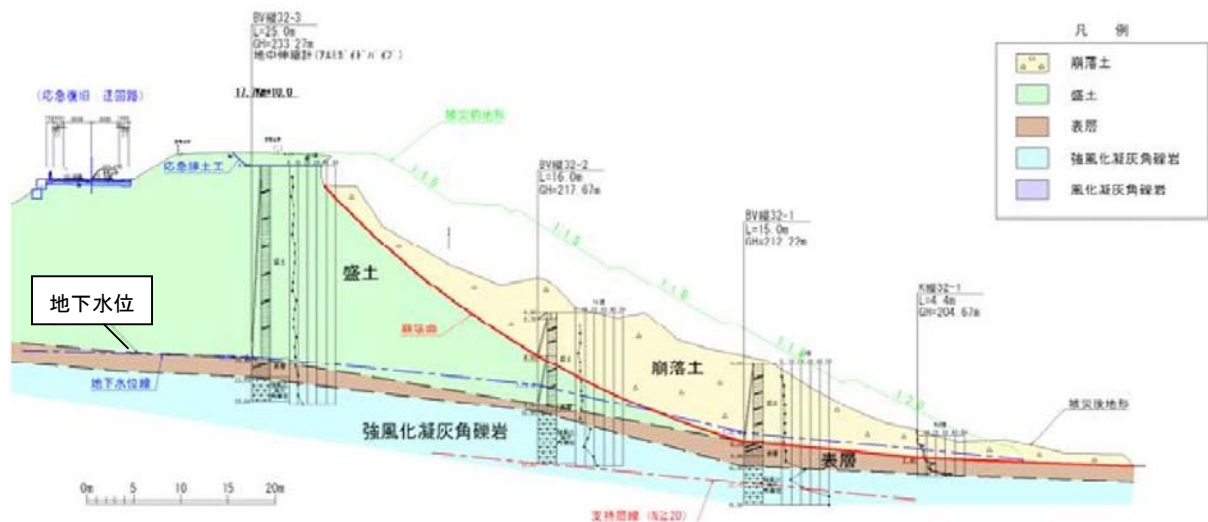


図 5.3.1-3 崩壊主断面図 (国土交通省国土技術政策総合研究所, 2008)

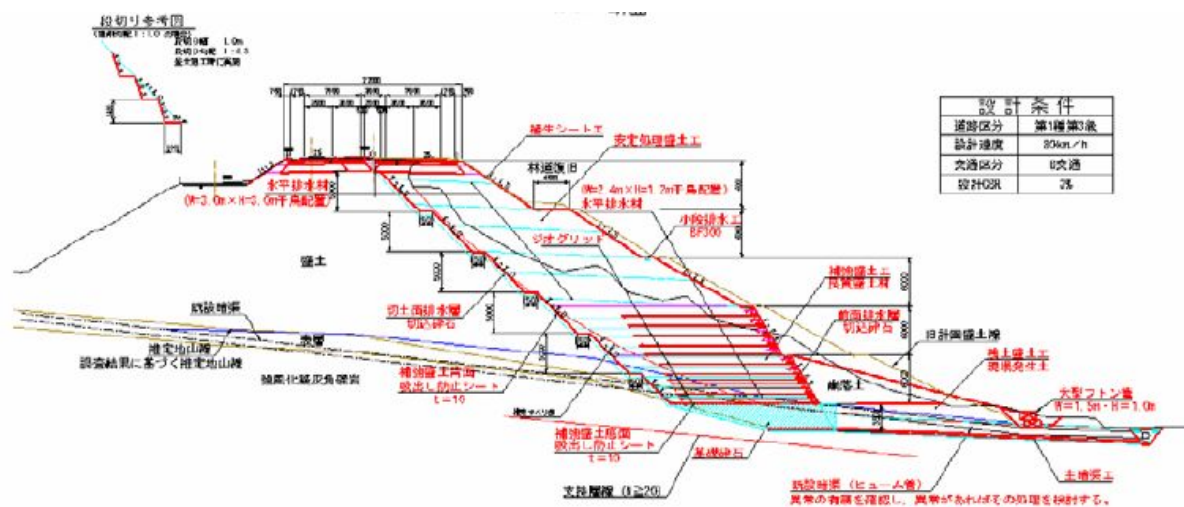


図 5.3.1-4 復旧後主断面図 (国土交通省国土技術政策総合研究所, 2008)



図 5.3.1-5 復旧後写真 1



図 5.3.1-6 復旧後写真 2



図 5.3.1-7 法先からの流水

5.3.2 解析モデルの設定

図 5.3.1-3 の崩壊主断面図を基に被災断面を図 5.3.2-1 のようにモデル化する。強風化岩は N 値 5～20 程度の工学的基盤とはいえない土層であるが、基盤までのボーリング調査が実施されていないため、仮として図 5.3.2-1 に示す、谷側地表より－5m のモデル底面を工学的基盤と設定する。また、仮の標高としてモデル底面を KBM±0.0m とする。

5.3.3 解析パラメータの設定

解析モデルを構成する材料は盛土、腐植土、強風化岩の 3 種である。盛土材料としては弾塑性モデルを用い、実施されている三軸繰返し試験に対する要素シミュレーションを行うことでパラメータを設定する。試験で用いられた試料は大規模崩落が発生した箇所のものである（38-T-2，能登半島地震被害調査報告 p.118）。三軸繰返し試験と要素シミュレーションから得られた液状化強度曲線を図 5.3.3-1 に、要素シミュレーションの骨格応力径路および応力～ひずみ関係を図 5.3.3-2 に示す。

なお、盛土材料については被災後に無被害箇所、崩落箇所について力学試験を行い比較しているが、被災程度に関わらず類似した力学特性と物性を示すものが多く、被災程度と盛土材料との明らかな相関関係は認められていないことが報告されている。

腐植土層は植物根を含み、透水性、変形性が高い層であり、盛土の崩壊を助長したと考えられるが、試験が実施されていないこともあり、簡単のために本検討では盛土層と同等のパラメータとする。また、強風化岩層についても試験が行われていないため、仮として変相線到達後の剛性低下およびダイレイタンスを無視した盛土層のパラメータを用いる。パラメーター一覧を表 5.3.3-1 に示す。

なお、水分特性については試験が行われていないため、第 4 章で用いた淀川堤防砂の水分特性と同様のものを用いる。淀川堤防砂の水分特性を図 5.3.3-3 に改めて示す。飽和透水係数は微粒砂程度とし、 5.0×10^{-5} (m/s) とする。

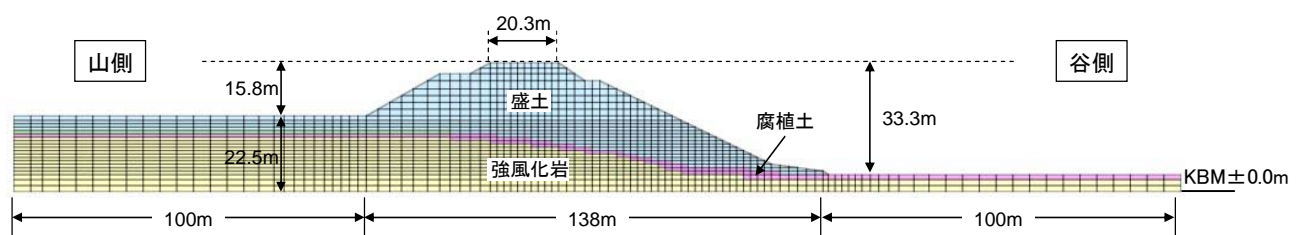


図 5.3.2-1 解析モデル

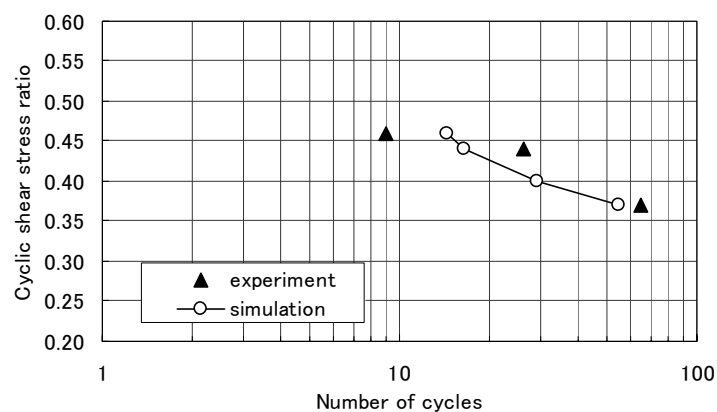


図 5.3.3-1 液状化強度曲線

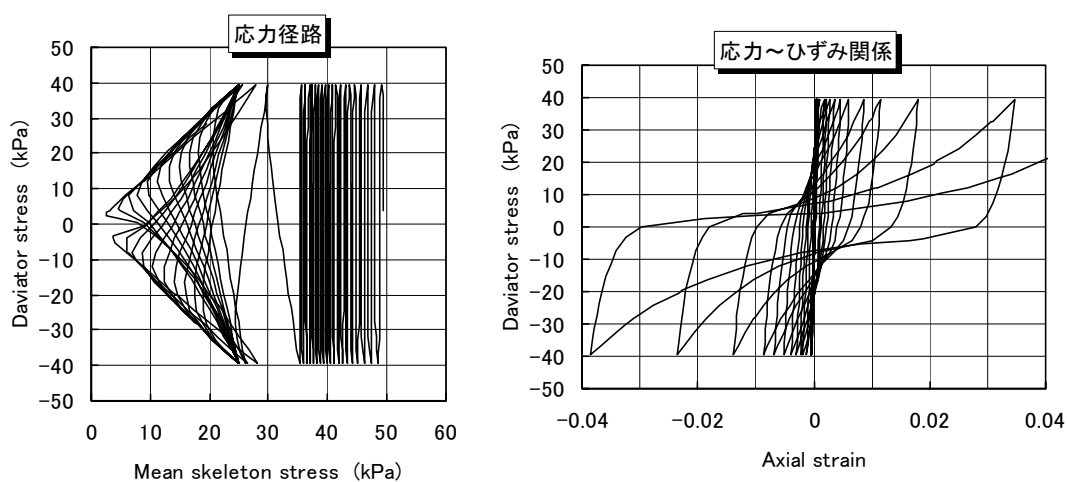


図 5.3.3-2 応力径路および応力～ひずみ関係

表 5.3.3-1 土質パラメータ

Soil	Embankment, Humus soil	Hard weathered rock
	Method4 [※]	Method4 [※]
Initial void ratio e_0	1.192	1.192
Compression index λ	0.025	0.025
Swelling index κ	0.0025	0.0025
Int.shearcoefficient ratio G_0/σ'_{m0}	681.2	681.2
Permeability k (m/s)	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}
Gravitational acceleration g (m/s ²)	9.8	9.8
Density ρ (t/m ³)	1.8	1.8
Stress ratio at phase transformation M_m^*	0.909	0.909
Stress ratio at failure M_f^*	1.302	1.302
Hardening parameter B_0^*	3000	3000
Hardening parameter B_1^*	1.1	1.1
Hardening parameter C_f	95	95
Quasi-OCR OCR^*	2.0	2.0
Anisotropy parameter C_d	2000	2000
Dilatancy parameters D_0^*, n	0.5, 8.0	0.0, 8.0
Plastic ref. strain γ_{ref}^{P*}	0.015	—
Elastic ref. strain γ_{ref}^{E*}	0.15	—

※) 第2章 p.15 での手法のうち、どれを選択したかを示す

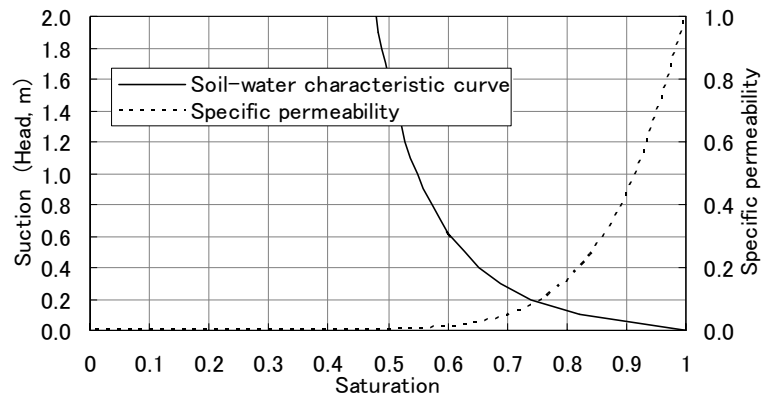


図 5.3.3-3 淀川堤防砂の水分特性曲線および比透水係数

5.3.4 地震動の設定

能登半島地震については K-net や Kik-net で地震観測点での地震動が公表されている。しかし、検討箇所近傍においては地震計が設置されていないため、距離減衰式を用いて振幅調整を行う。

図 5.3.4-1 に、検討箇所の道路盛土崩壊地点および最も近い場所に設置された K-net 観測地点（富来 とぎ）ISK006 と震源の位置関係および距離を示す。

距離減衰式としては式(5-1)に示す福島・田中の式（1992）および式(5-2)に示す川島他の式（1985）を参考にする。

$$\log A = 0.51M - \log D - 0.0033R + 0.59, \quad D = R + 0.006 \cdot 10^{0.51M} \quad (5-1)$$

$$\log A = 0.216M - 1.28 \log(\Delta + 30) + 2.9949 \quad (5-2)$$

ここで、 A は最大加速度、 R は震源距離 (km)、 Δ は震央距離である。距離減衰式により得られた加速度と震源距離の関係を図 5.3.4-2 に示す。この関係から検討箇所と K-net 観測地点の最大水平加速度をそれぞれの式について求めると以下のようになる。

福島と田中の式：検討箇所 357.5gal, K-net 観測地点 286.6gal

川島らの式：検討箇所 305.9gal, K-net 観測地点 230.7gal

K-net 観測地点に対する検討箇所の加速度の増幅率はそれぞれ 0.80, 0.75 となるため、本解析では K-net 観測地点での観測地震動の 0.8 倍の地震動を入力動として用いる。K-net 観測地点での観測地震動および、振幅 0.8 倍に調整した解析に用いる地震動を図 5.3.4-3 に示す。このとき、解析に入力する地震動は 0 秒～60 秒の範囲とする。



図 5.3.4-1 震源と K-net 観測地点および検討箇所の位置関係 (GoogleMap より)

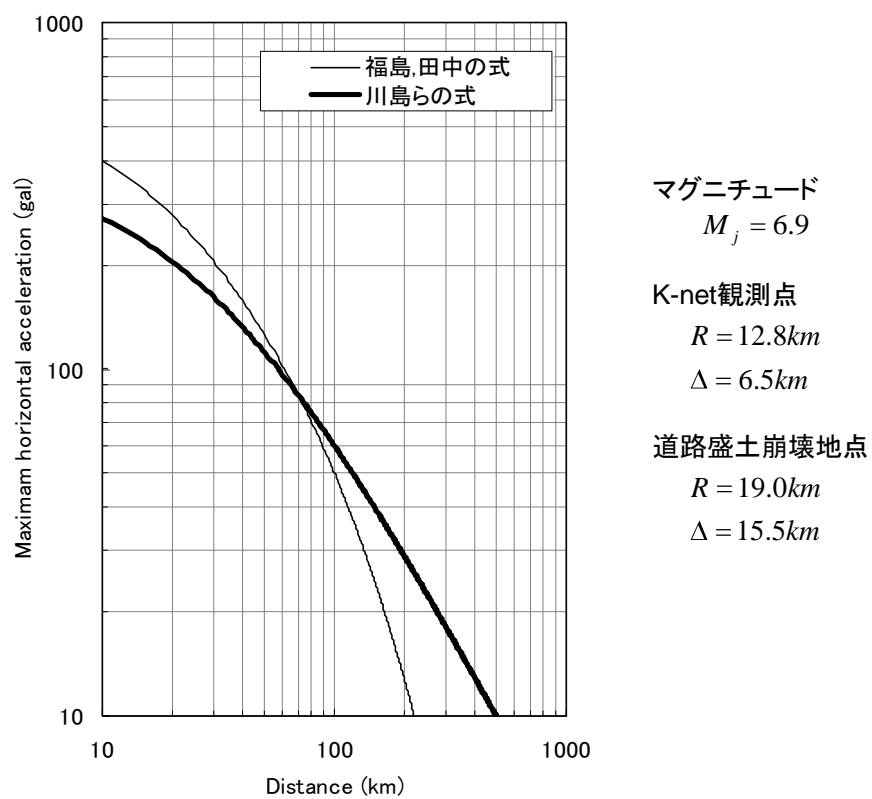


図 5.3.4-2 距離減衰式による加速度と震源距離の関係

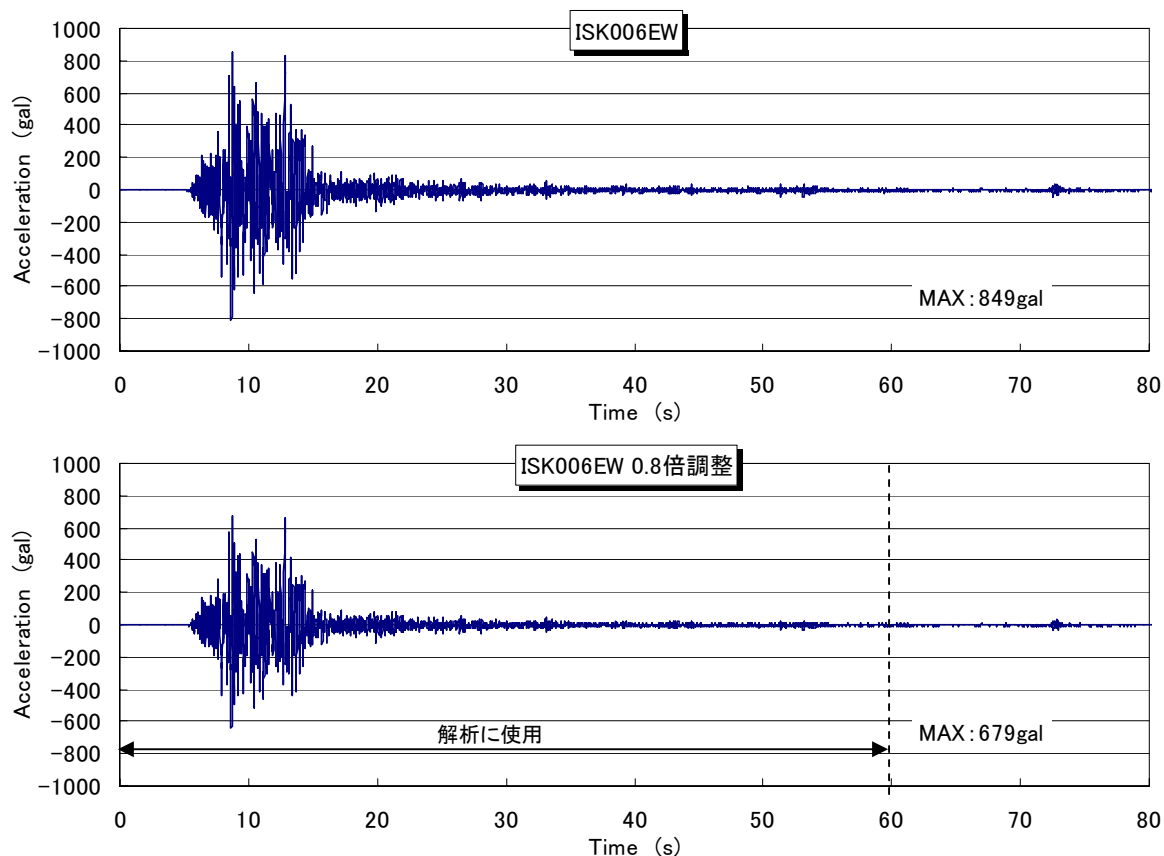


図 5.3.4-3 K-net 観測地震動および検討に用いる振幅調整波

5.3.5 初期水位の設定

法先からの流水が確認されているため、谷側の地下水面は地表（KBM+5.0m）近くにあると思われる。一方、山側は集水によりかなり地下水面が高い位置にあると推測され、ボーリング調査ではおよそ KBM+17.1m であることが確認されている。

集水地形であることが被災した大きな要因であるということを確認するため、本検討では山側の水位を変化させて初期水位およびそれに応じた初期応力を作成し、地震解析に用いる。解析ケースとして山側の水位を以下の 4 通りの条件に保ち、定常状態になるまで浸透解析を実施する。これにより得られた各ケースの初期飽和度および初期平均骨格応力の分布を図 5.3.5-1 および図 5.3.5-2 に示す。

CaseS-1：山側水位 KBM+5.0m

CaseS-2：山側水位 KBM+9.1m

CaseS-3：山側水位 KBM+13.1m

CaseS-4：山側水位 KBM+17.1m（現地盤に最も近いケース）

なお、このような初期水位は、堤防において川表側の水位が上昇した状態と同様であると考えられる。

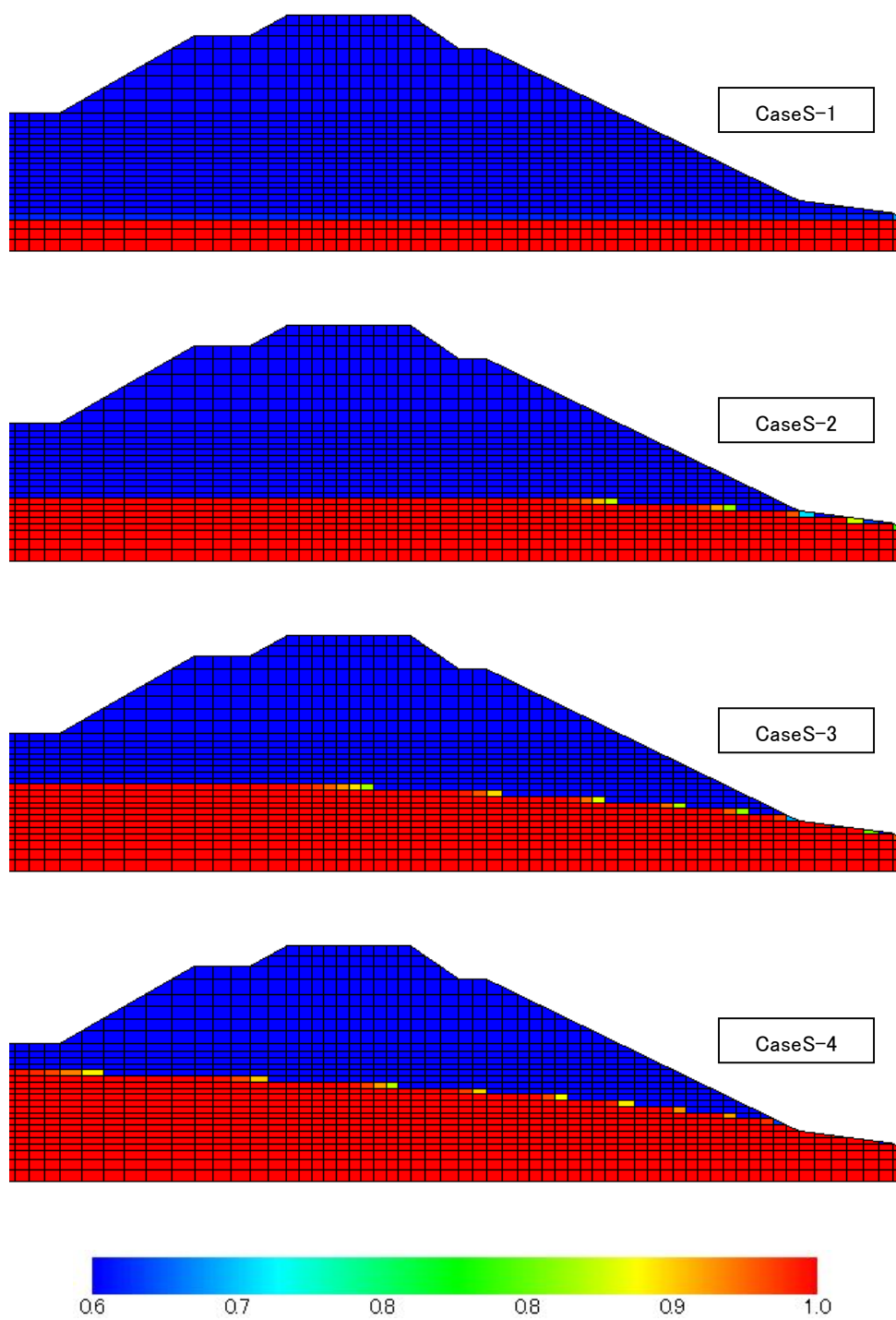


図 5.3.5-1 各ケースにおける飽和度分布

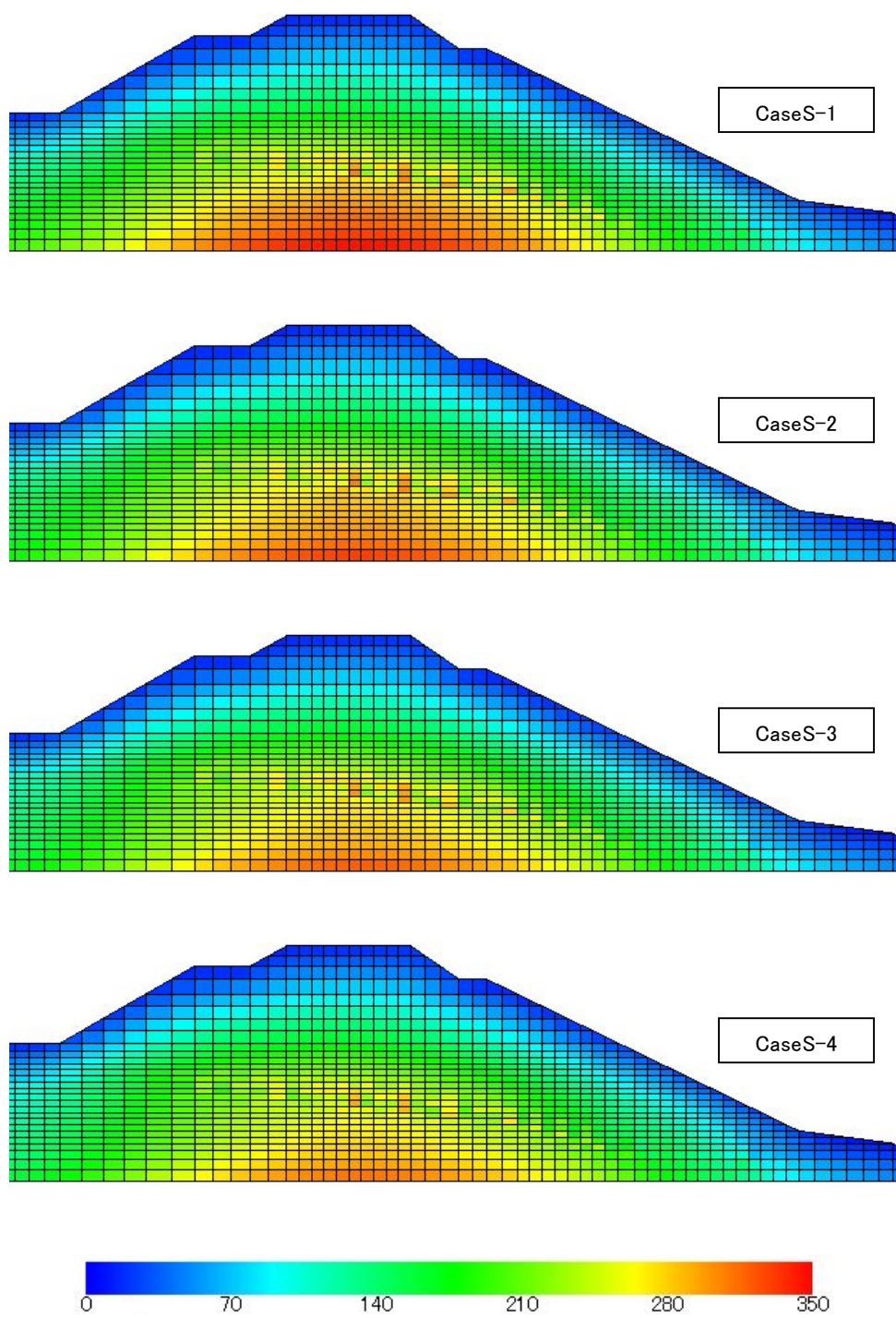


図 5.3.5-2 各ケースにおける平均骨格応力分布

5.3.6 境界条件および数値パラメータの設定

境界条件としては、変位境界として底面固定、側方擬似自由地盤境界とし、排水境界として底面および側面を非排水境界とした。

数値パラメータは以下のように設定した。

Newmark の β 値 : 0.3025

Newmark の γ 値 : 0.6

Rayleigh 減衰の値 : 初期剛性依存, $\alpha_1=0.003$

計算時間増分 ΔT : 0.001 (s)

5.3.7 解析ケース

解析は 5.3.5 で得られた各水位条件を初期水位に用いて実施する。対象地盤では試験にてサクシオンや内部構造の変化を表すパラメータが得られていないため、ここでは基本的にサクシオンや内部構造の変化考慮しない。ただし、最も現状に近い水位であると推測される CaseS-4 では、内部構造の変化について考慮したケースも解析する。

解析ケース一覧を表 5.3.7-1 に示す、また、結果を出力する節点および要素を図 5.3.7-1 に示す。

表 5.3.7-1 解析ケース

ケース	初期水位	構成式での考慮		
		内部構造の変化		サクシオンの変化
		n''	β	
CaseD-1	CaseS-1	—	—	考慮せず
CaseD-2	CaseS-2	—	—	
CaseD-3	CaseS-3	—	—	
CaseD-4	CaseS-4	—	—	
CaseD-5	CaseS-4	0.5	50	

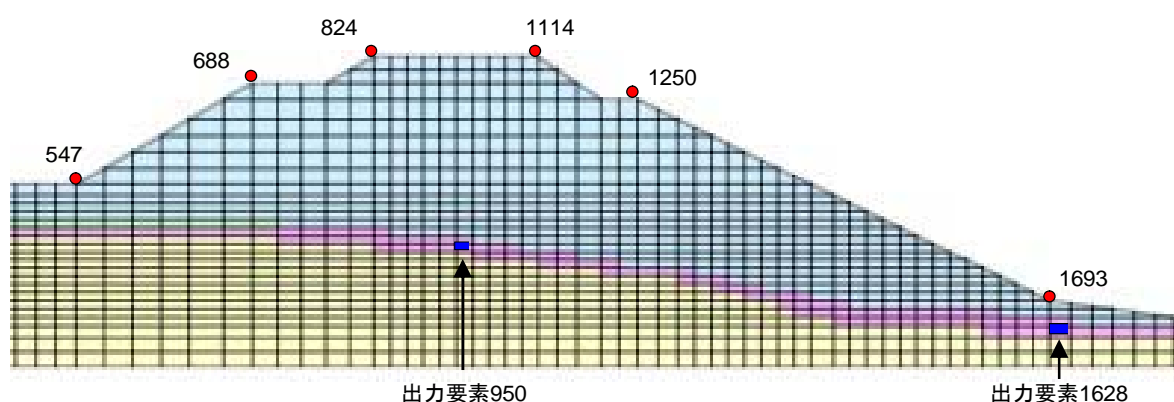


図 5.3.7-1 出力節点および出力要素

5.3.8 解析結果

図 5.3.8-1～図 5.3.8-5 に各ケースの平均骨格応力減少比分布を、図 5.3.8-6～図 5.3.8-10 に各ケースの蓄積塑性偏差ひずみ分布を、図 5.3.8-11～図 5.3.8-15 に各ケースの変位ベクトルを示す。

平均骨格応力減少比では、CaseD-1 では地下水位以深の要素がほぼ全て強風化岩であるために骨格応力が大きく減少している範囲は少ないが、山側の地下水位が高いケースでは盛土層が飽和することにより骨格応力が減少している範囲が大きくなっている。特に CaseD-4 および CaseD-5 では強風化岩との境界部の盛土層が液状化している。

蓄積塑性偏差ひずみでは、CaseD-1 では盛土天端付近に大きなひずみが集中しており、谷側法尻付近では地下水位以下の一部にひずみが発生しているだけであるが、山側地下水位が高いケースになるにつれて谷側法尻付近における大ひずみの発生領域が広がっている。また、地下水位が現地盤に最も近いケースである CaseD-4 および CaseD-5 では、谷側法尻から強風化岩との境界に沿って大きなひずみが連続して発生している。これは平均骨格応力減少比分布において液状化が発生していた範囲と一致している。

ここで、変位ベクトルについて着目すると、CaseD-1 での大きな変位は谷側法肩に集中しているのに対し、CaseD-2～CaseD-5 になるにつれて谷側法尻付近の変位量が大きくなり、大変位が生じる箇所が遷移していつていることが分かる。すなわち、CaseD-1 では法肩が崩れるだけの変形であったのが、CaseD-2 では法面全体へと変位の大きい範囲が広がり、CaseD-4 や CaseD-5 では法面内部から円弧すべりが発生しているような変形となっている。特に内部構造の変化を構成式中で考慮した CaseD-5 は顕著であり、この破壊状況は実際の被災状況とよく一致している。なお、土質試験がなかったために解析では腐植土層と盛土層で同じパラメータを用いているが、この腐植土層は非常に高い変形性を有した土層であることが推測される。また、この層が盛土の崩壊を助長している可能性がある。腐植土層を表した適切なパラメータを用いることができれば、さらに再現性の高い解析を実施することが可能だと考えられる。

図 5.3.8-16～5.3.8-20 に出力節点での変位時刻歴を示す。CaseD-1 では堤体が天端を中心として左右に分かれるように変形しているが、CaseD-2～CaseD-5 になるにつれて谷側（+側）への変位が卓越している。一方、堤防天端の沈下量は各ケースともに 60cm～70cm 程度となっている。

図 5.3.8-21～図 5.3.8-25 の加速度時刻歴では、全ケースにおいて、山側法尻部（節点 547）での最大加速度と比較して天端（節点 824）での最大加速度が非常に大きい。これは盛土内で地震動が増幅されたためだと考えられる。また、天端応答加速度は CaseD-1 が最も大きく、地下水位を高くするにつれて小さくなった。

図 5.3.8-26～図 5.3.8-30 に各ケースの出力要素における応力径路を示す。図中白丸部が初期応力状態である。要素 950 は CaseD-4、CaseD-5 では浸潤面以下の飽和要素であるが、それ以外のケースでは不飽和の状態である。飽和している CaseD-4、CaseD-5 では繰返し荷重により破壊線に至り、その後原点へ向かっているが、不飽和である CaseD-1～CaseD-3 では破壊線に到達していない。また、このとき CaseD-1～CaseD-3 では蓄積塑性偏差ひずみ分布図において大きなひずみは発生していない。一方、全てのケースで飽和している要素 1628 では、全ケースにおいて地震動により破壊線に到達しており、原点へと径路が向かっている。そして法尻部にて最も大きい蓄積塑性偏差ひずみが発生して

いる CaseD-1 にて最も原点に近づいている。

以上より、現地盤の地下水位に最も近いケースである CaseD-4 および CaseD-5 にて、実際の被災状況を再現することができた。また、内部構造の変化を構成式中にて考慮することにより、円弧滑りの変形をより再現することが出来た。さらに、能登半島地震において検討箇所の道路盛土が大崩落を起こした理由が、山側から供給される地下水の水位が高いことが原因であることが解析により示唆された。

このことから、本研究で提案した手法は、浸透問題から動的な地震問題を同時に考慮することが出来る有効な手法であることが示された。

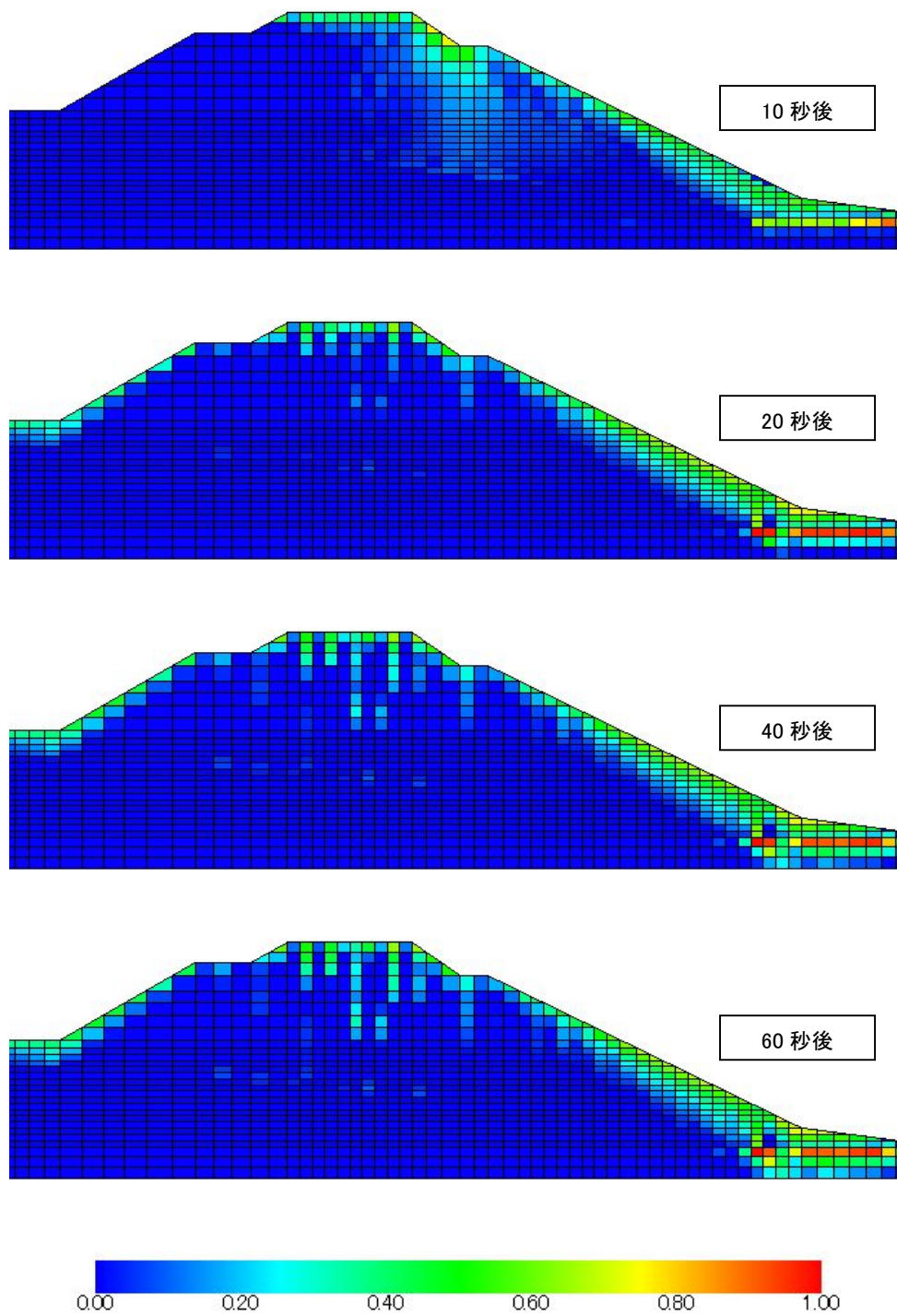


図 5.3.8-1 CaseD-1 の平均骨格応力減少比分布

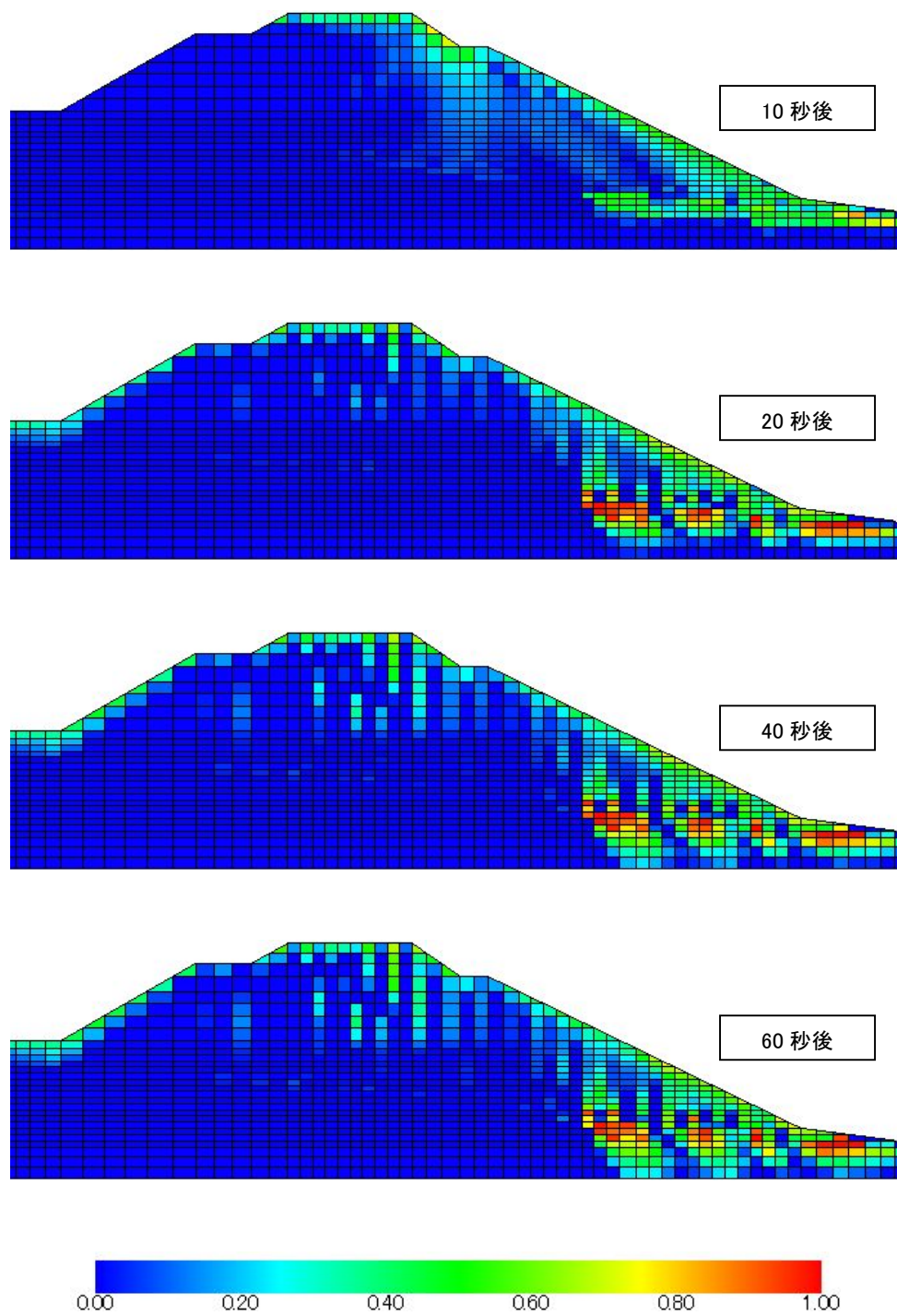


図 5.3.8-2 CaseD-2 の平均骨格応力減少比分布

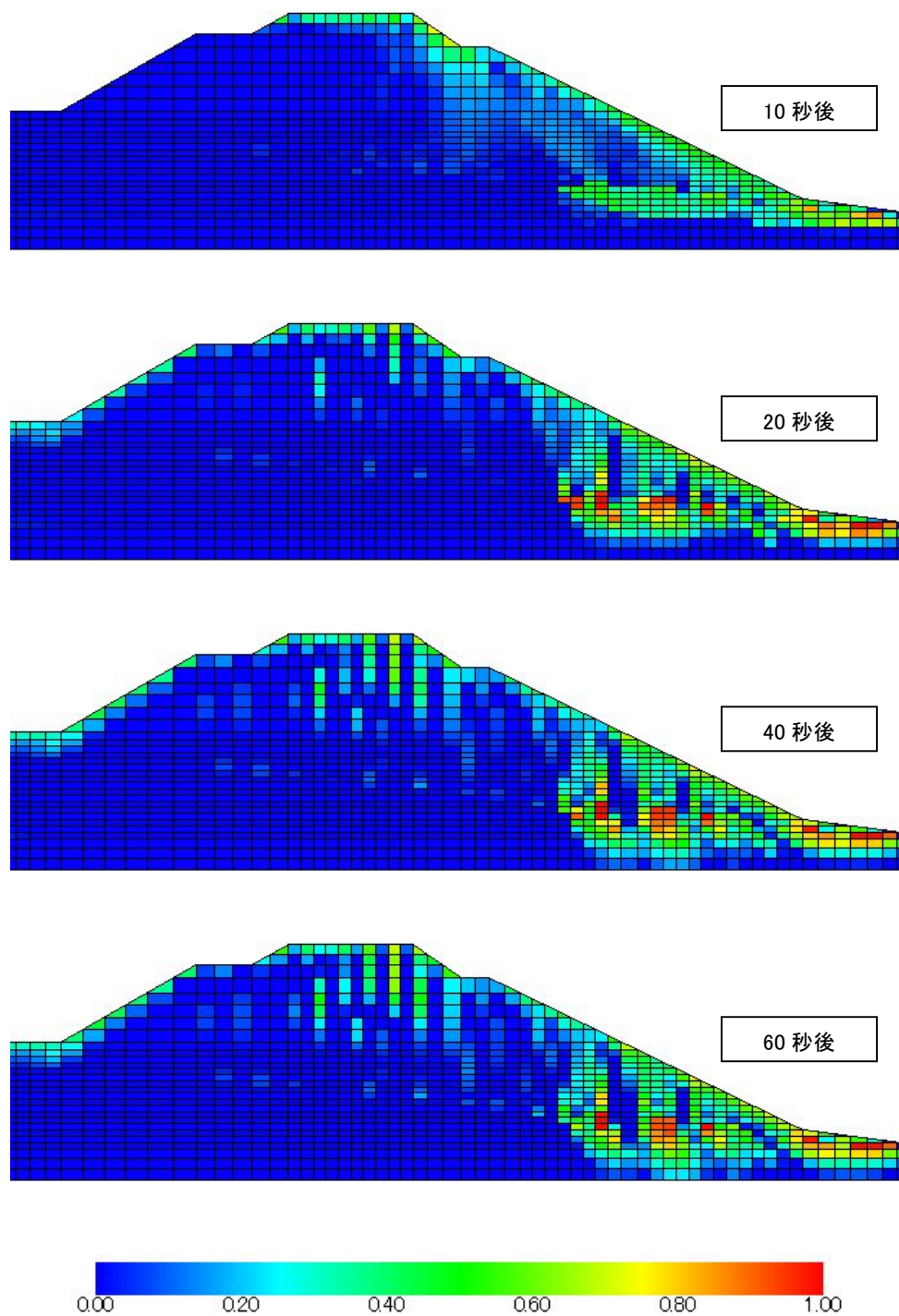


図 5.3.8-3 CaseD-3 の平均骨格応力減少比分布

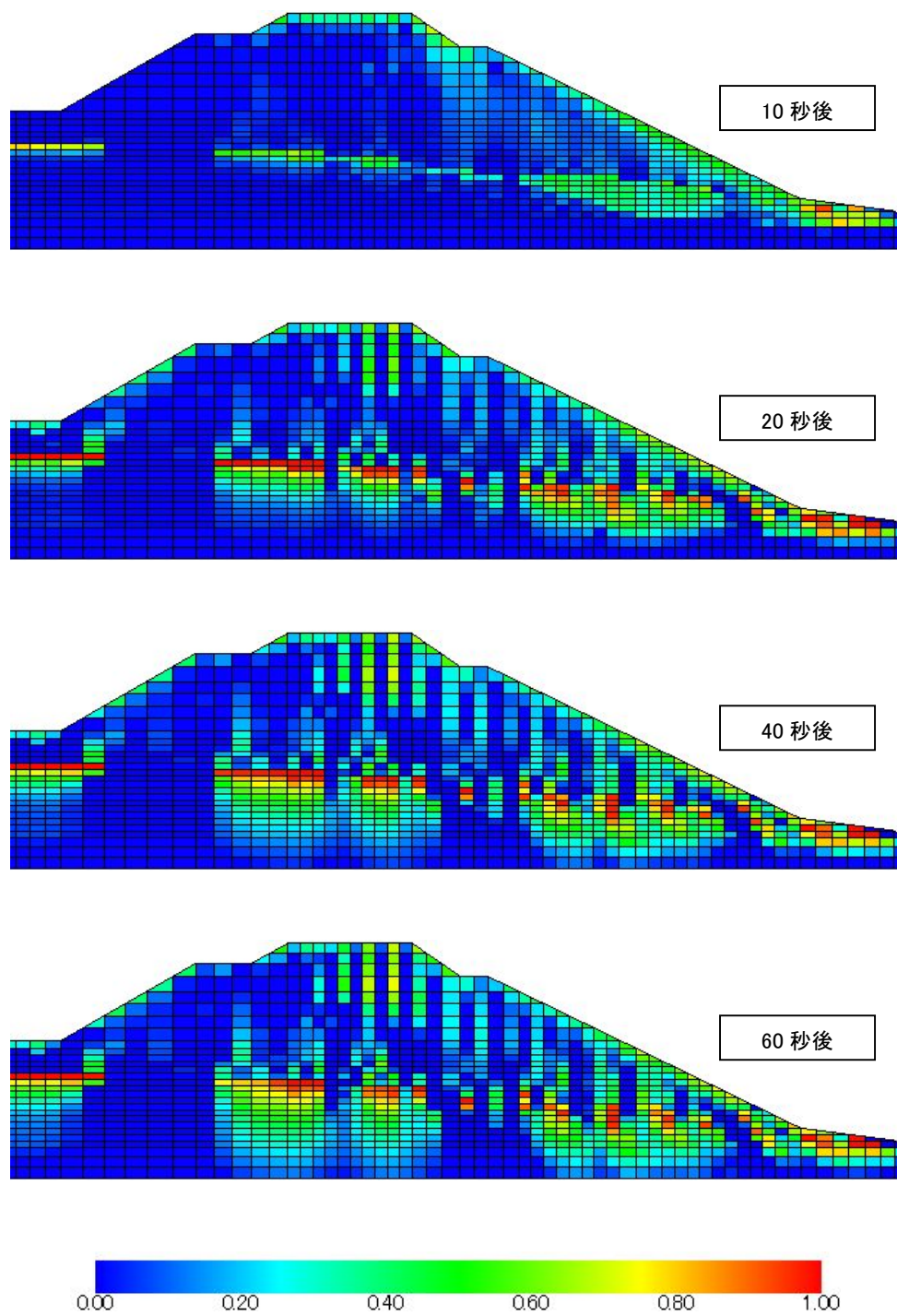


図 5.3.8-4 CaseD-4 の平均骨格応力減少比分布

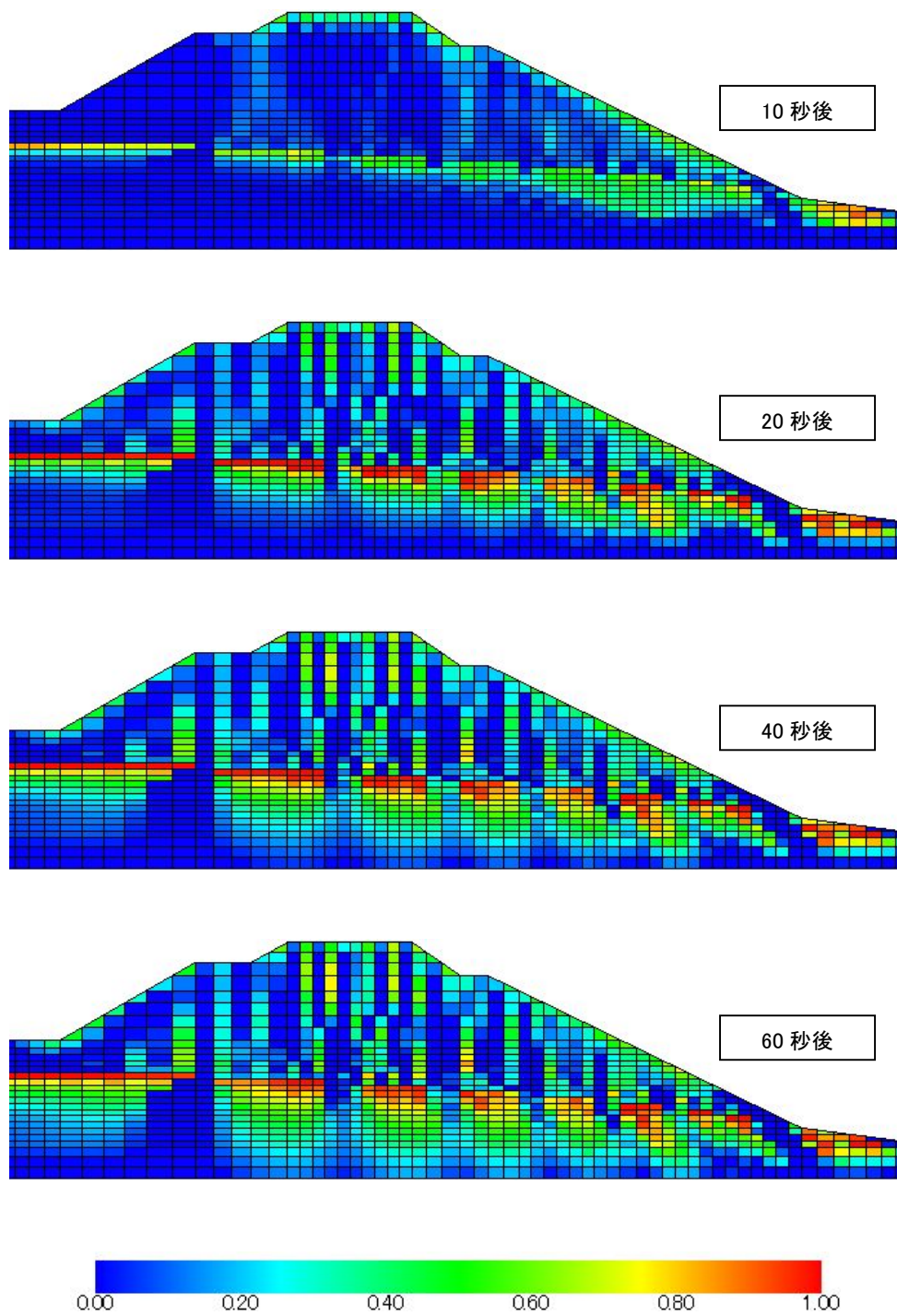


図 5.3.8-5 CaseD-5 の平均骨格応力減少比分布

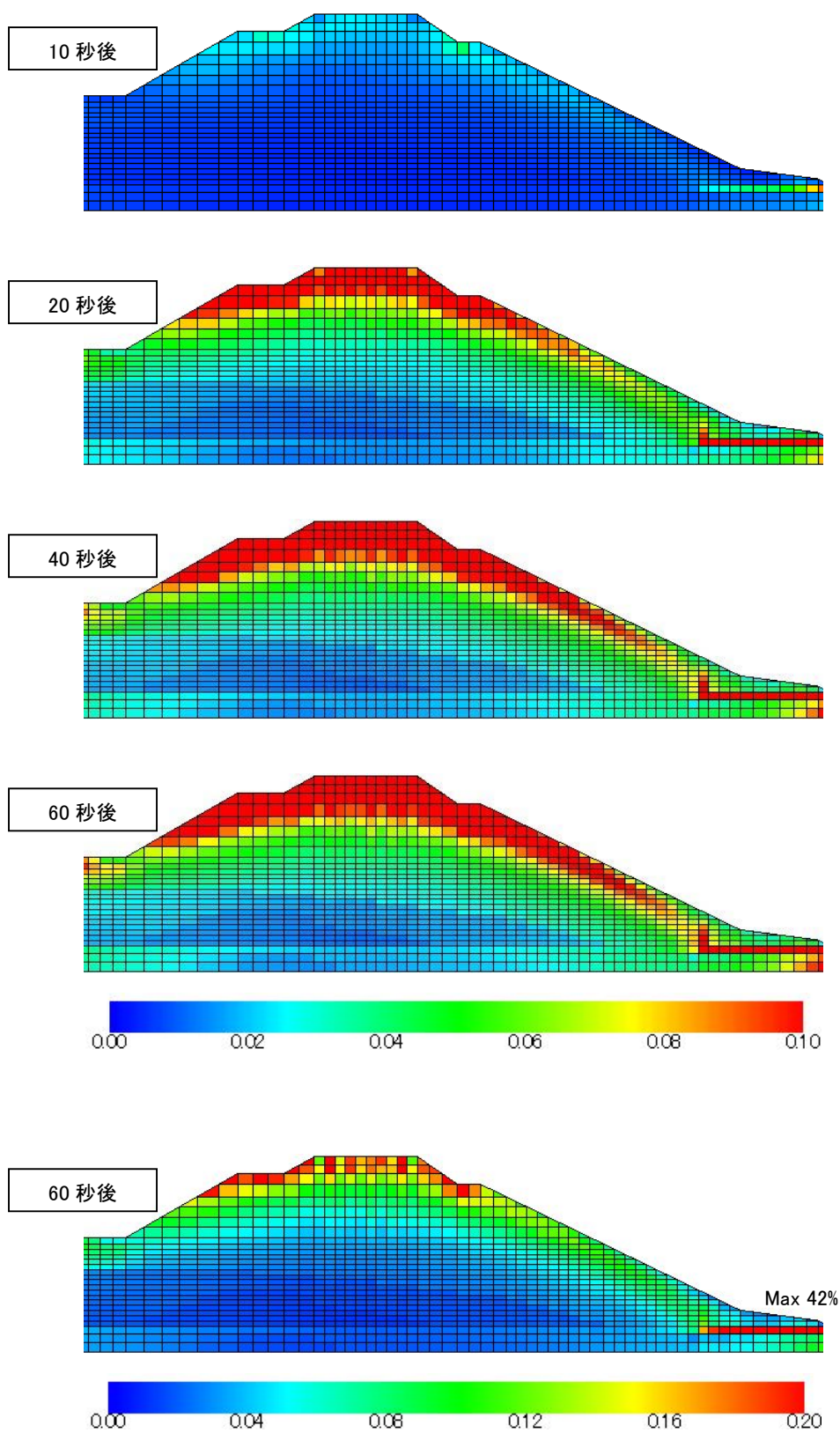


図 5.3.8-6 CaseD-1 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

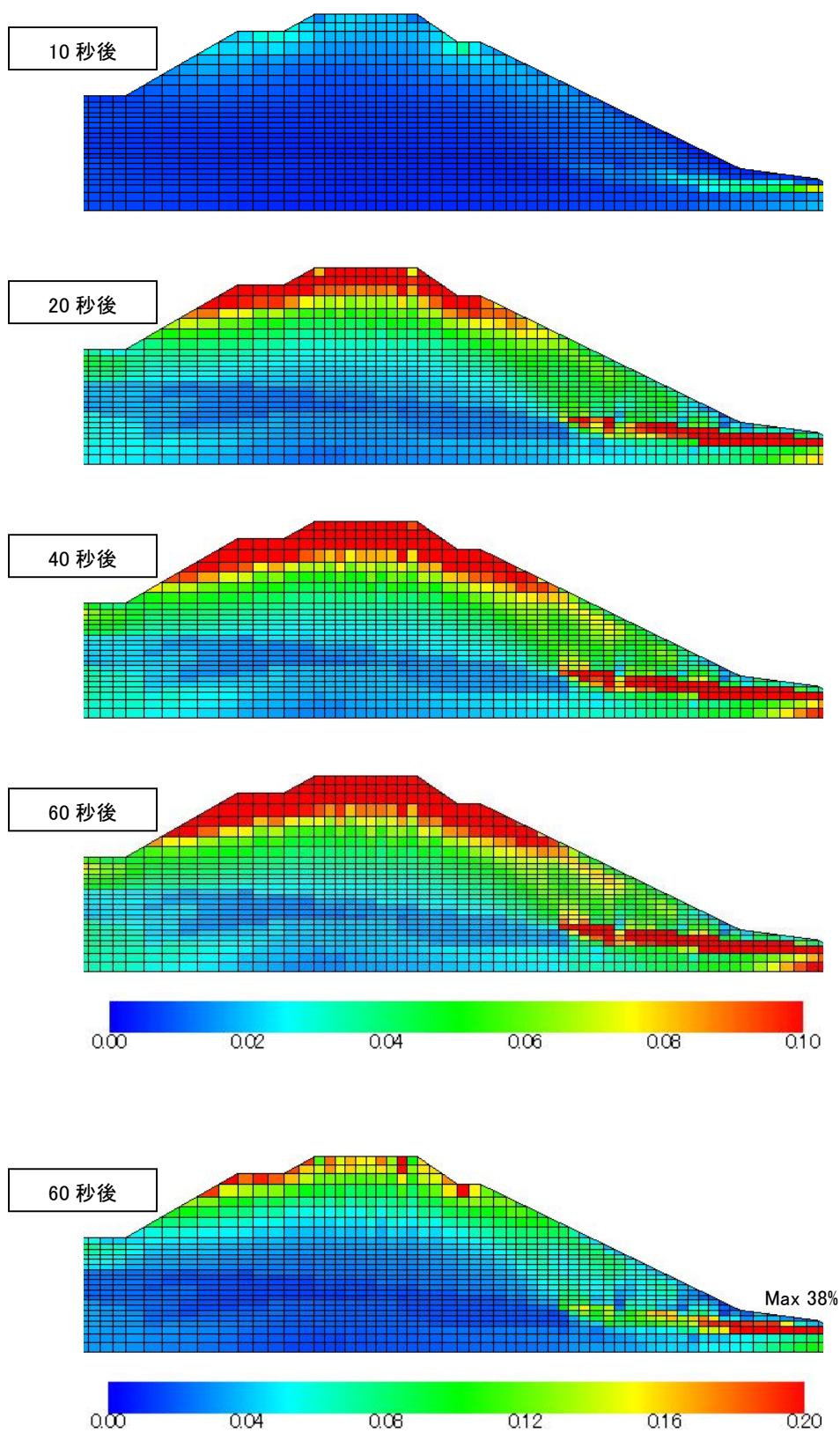


図 5.3.8-7 CaseD-2 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

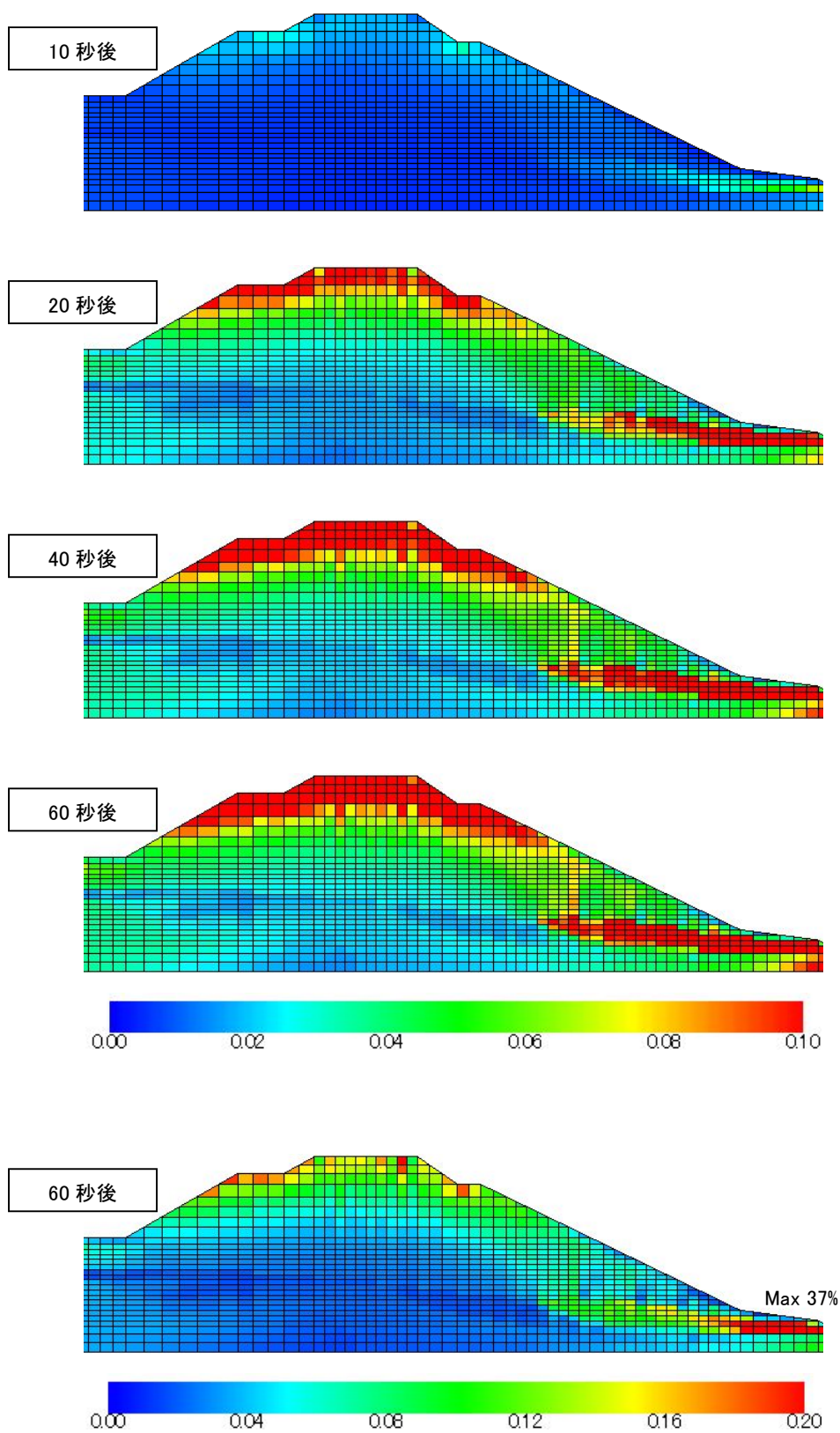


図 5.3.8-8 CaseD-3 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

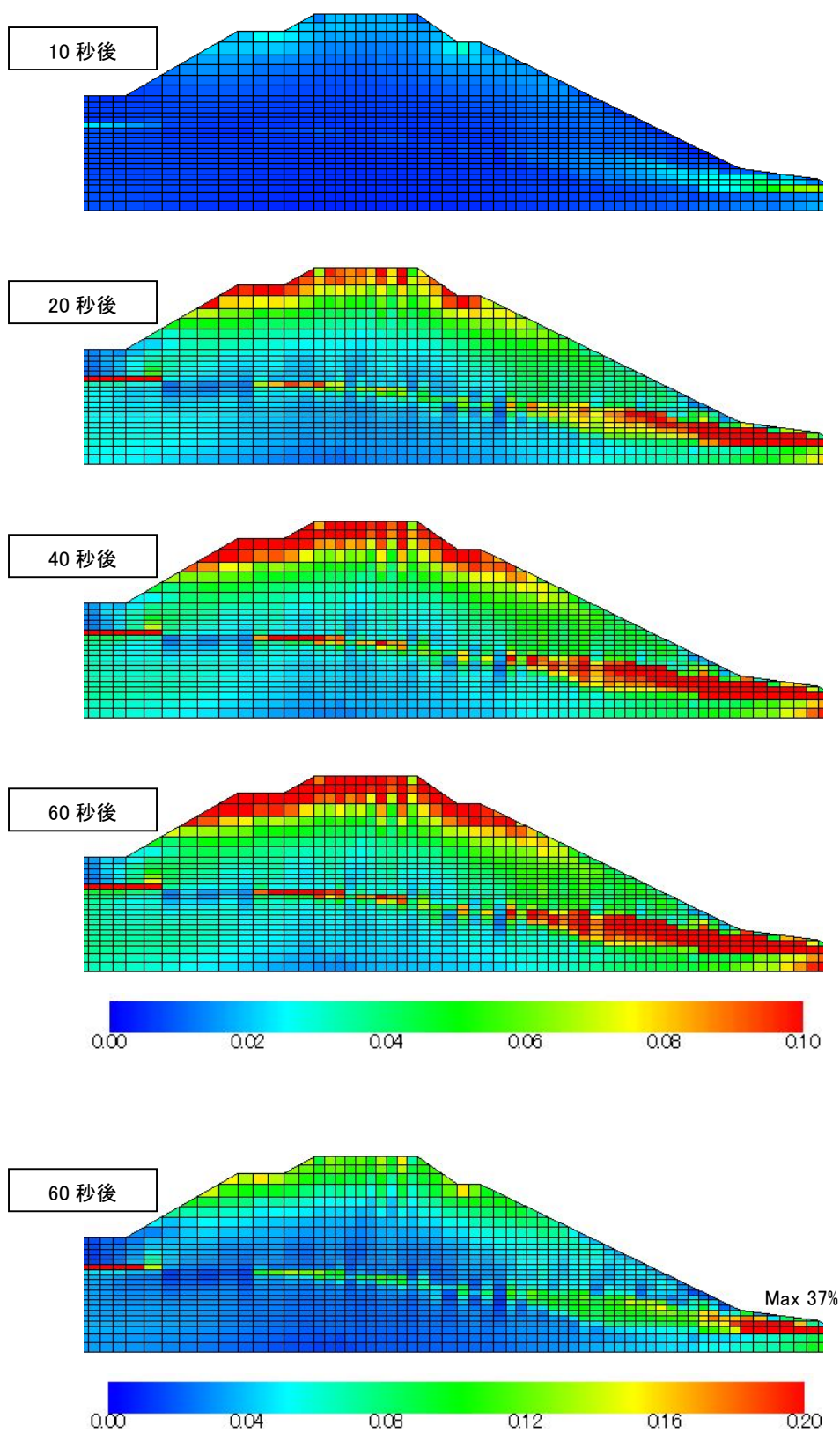


図 5.3.8-9 CaseD-4 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

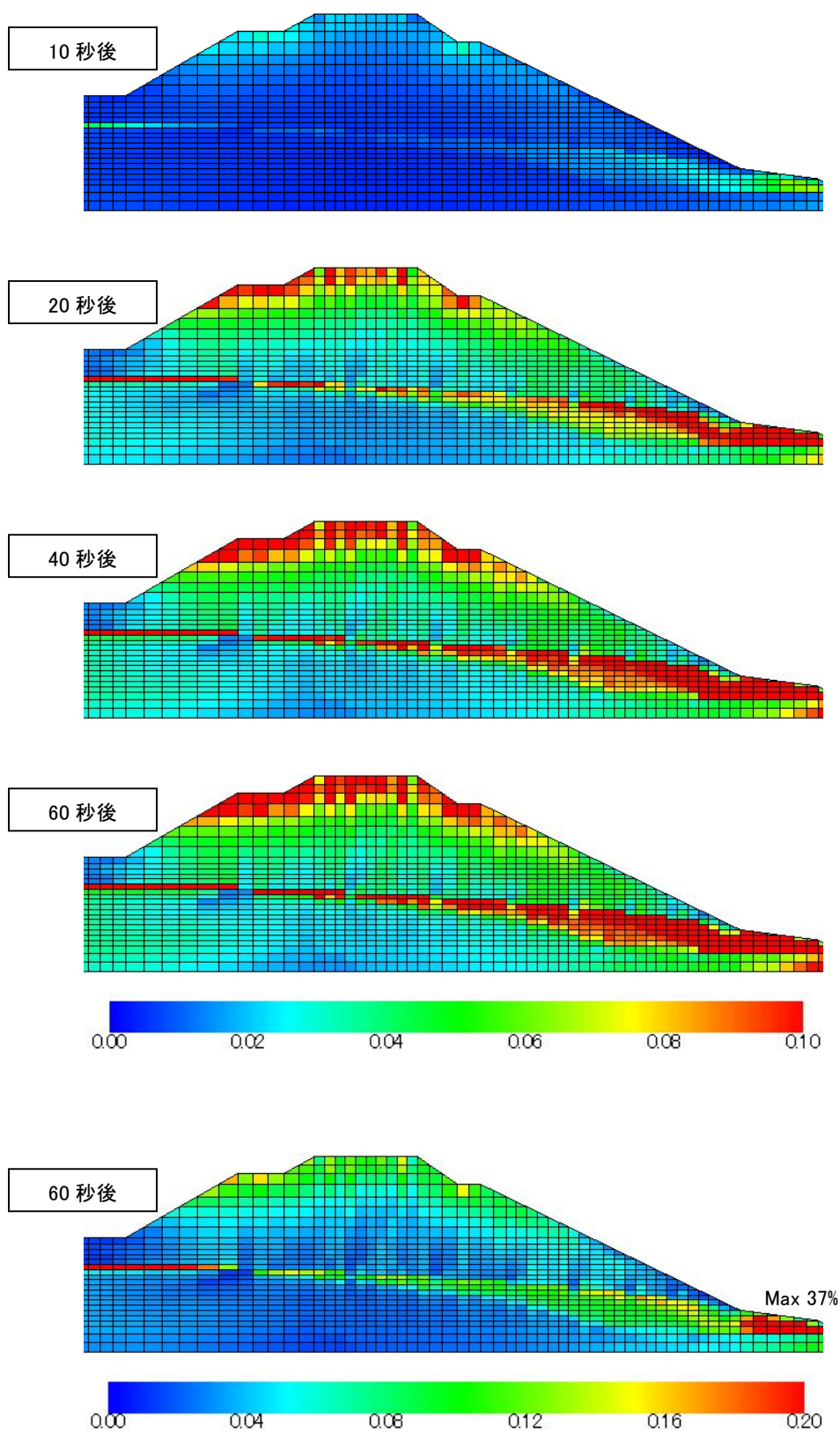


図 5.3.8-10 CaseD-5 の蓄積塑性偏差ひずみ分布

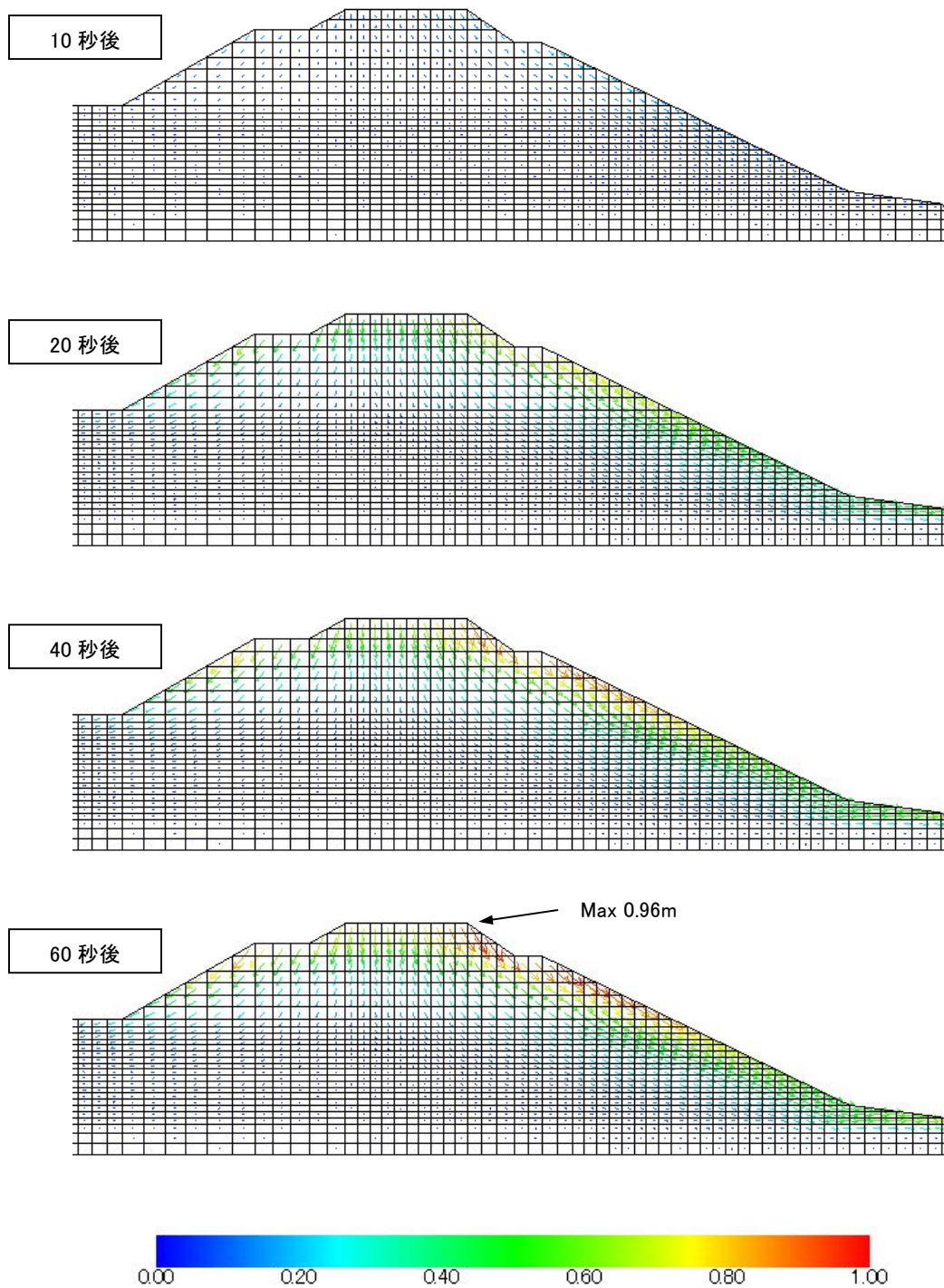


図 5.3.8-11 CaseD-1 の変位ベクトル (m)

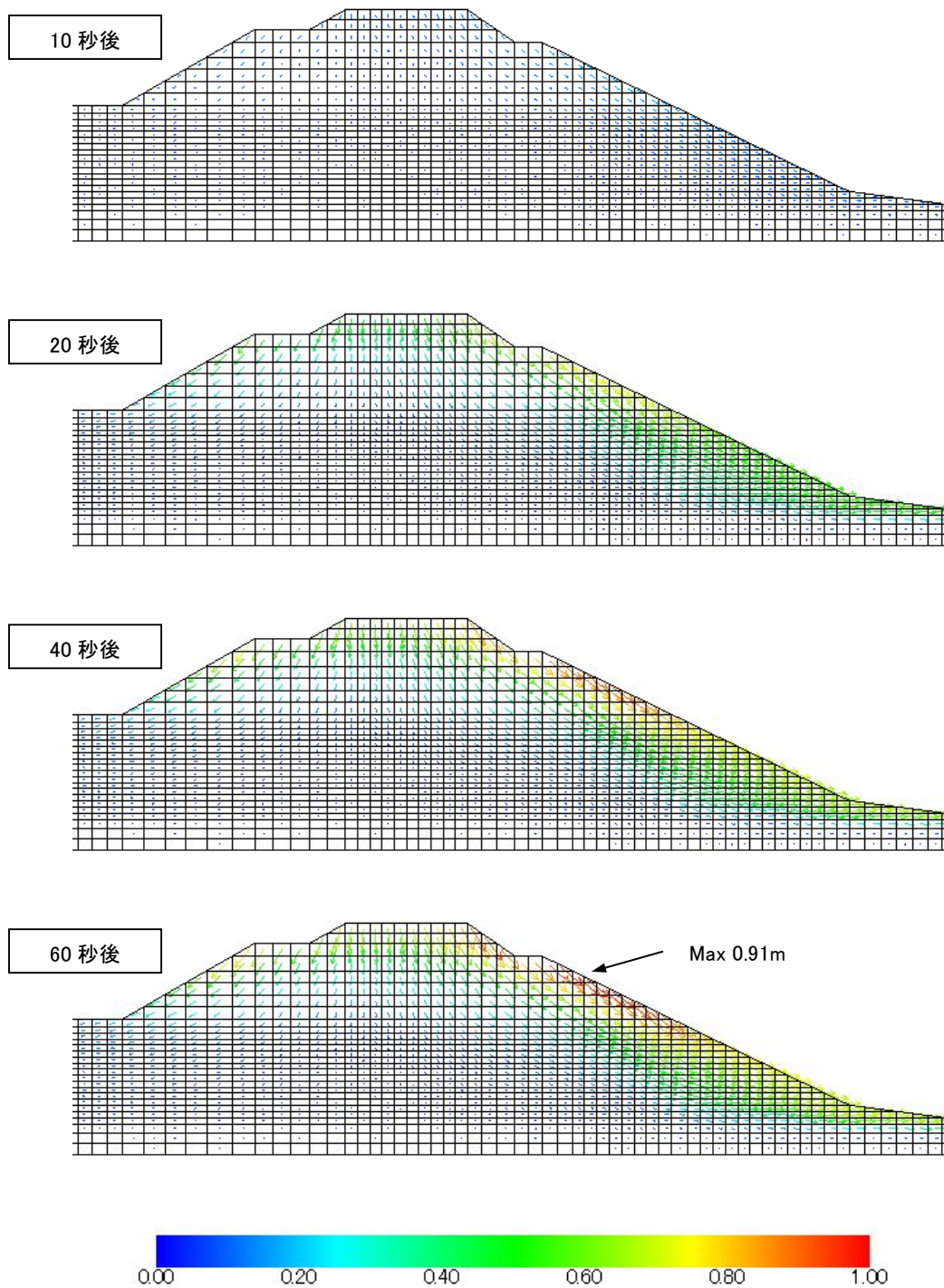


図 5.3.8-12 CaseD-2 の変位ベクトル (m)

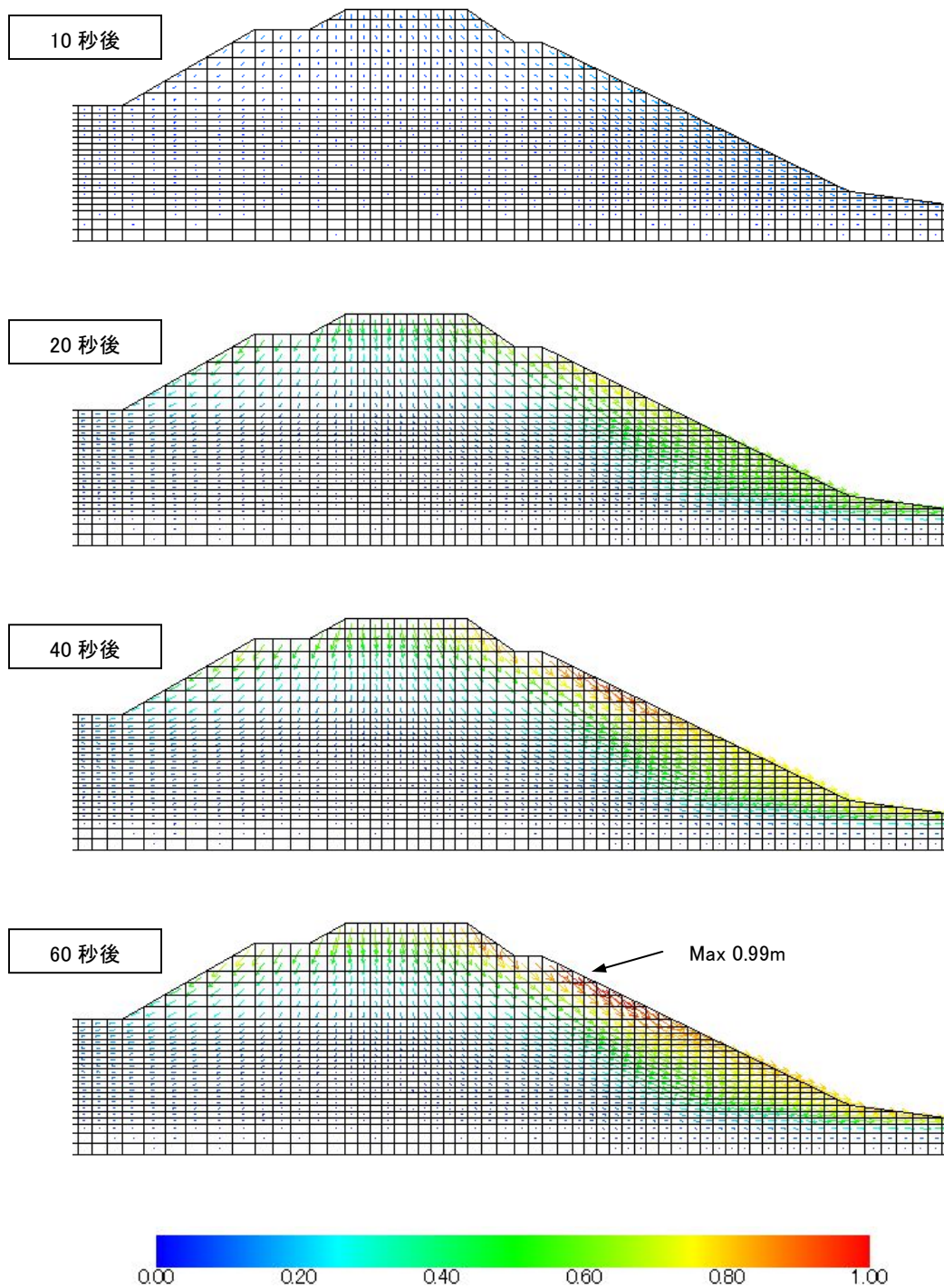


図 5.3.8-13 CaseD-3 の変位ベクトル (m)

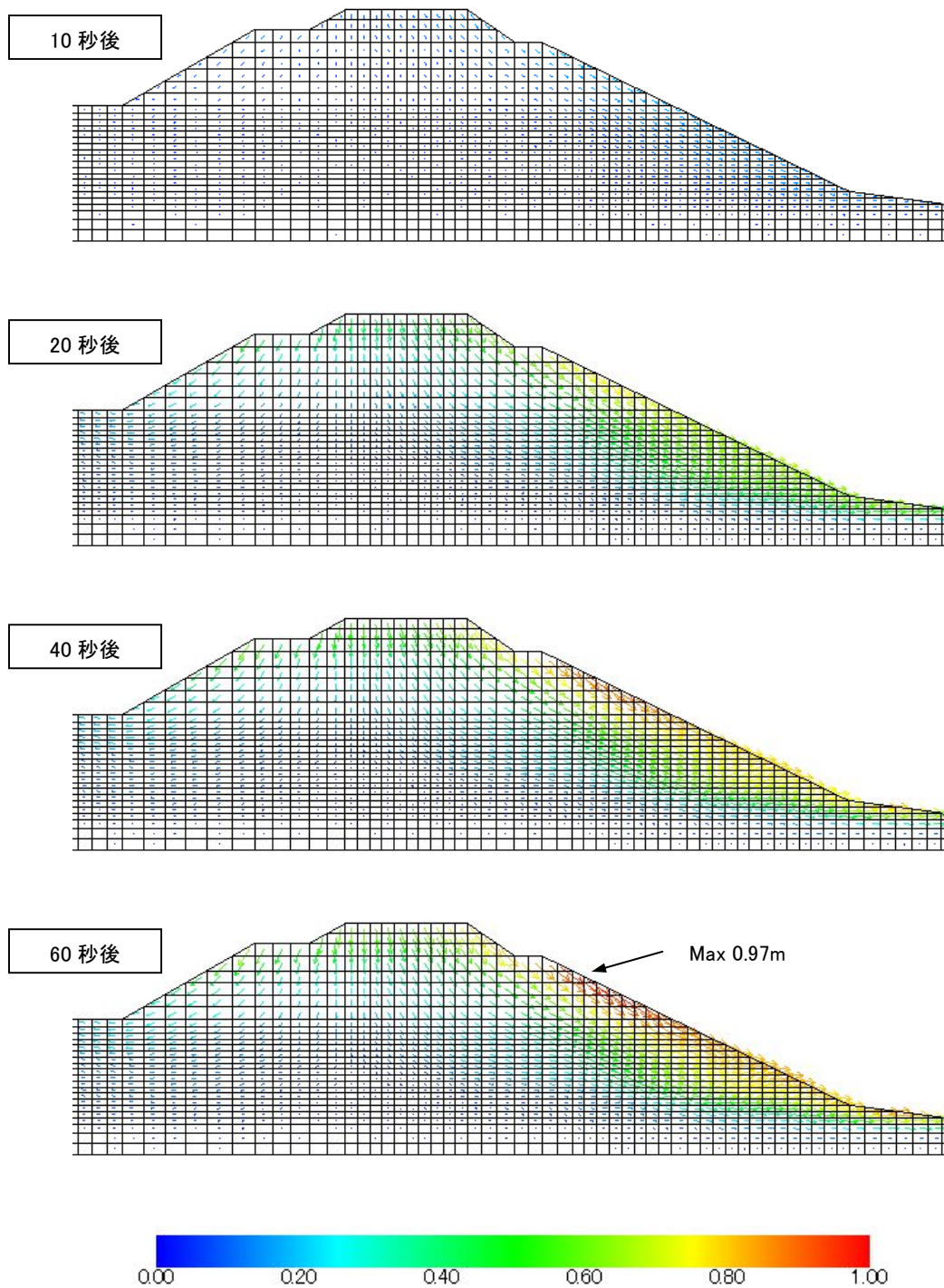


図 5.3.8-14 CaseD-4 の変位ベクトル (m)

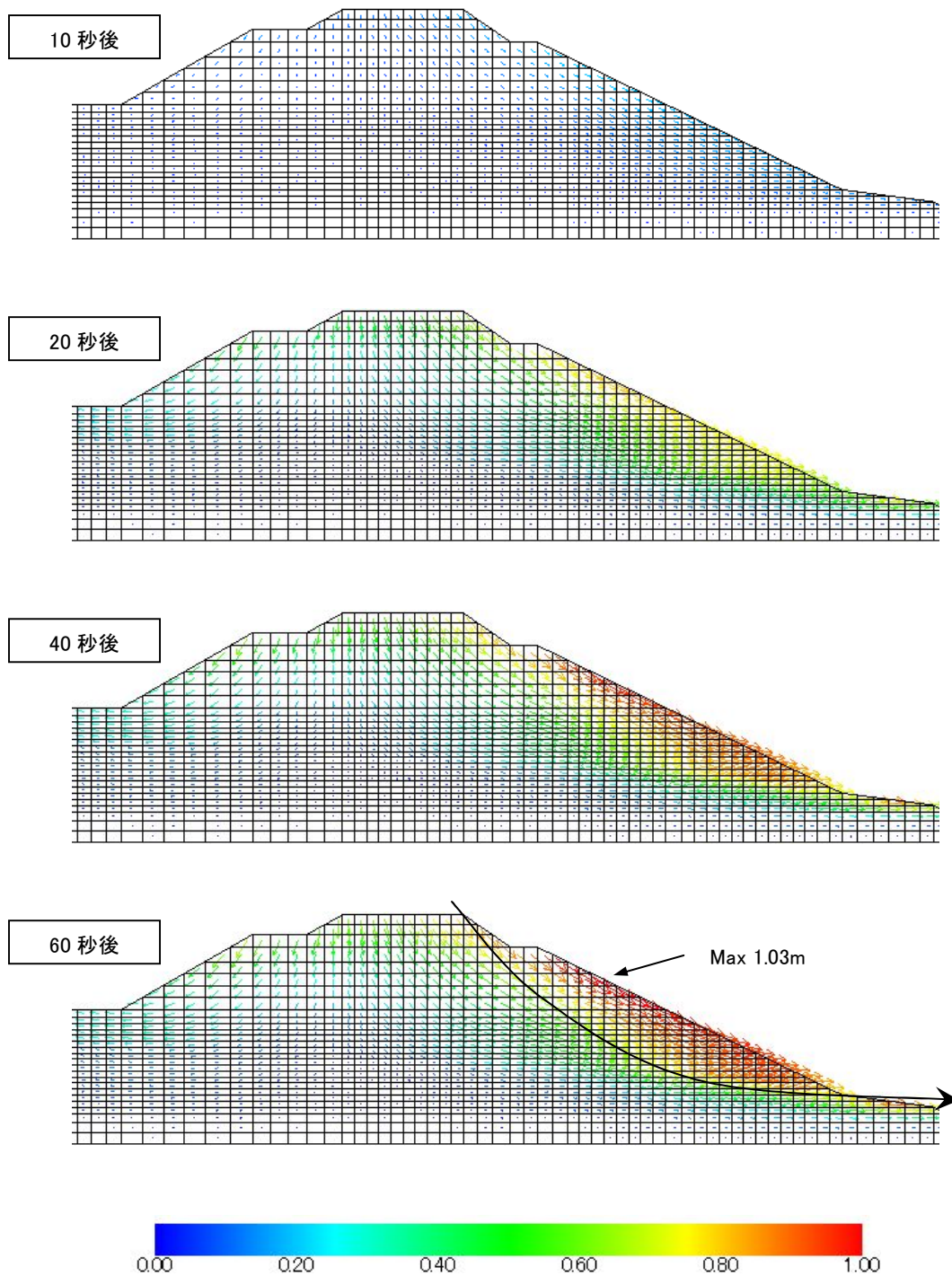


図 5.3.8-15 CaseD-5 の変位ベクトル (m)

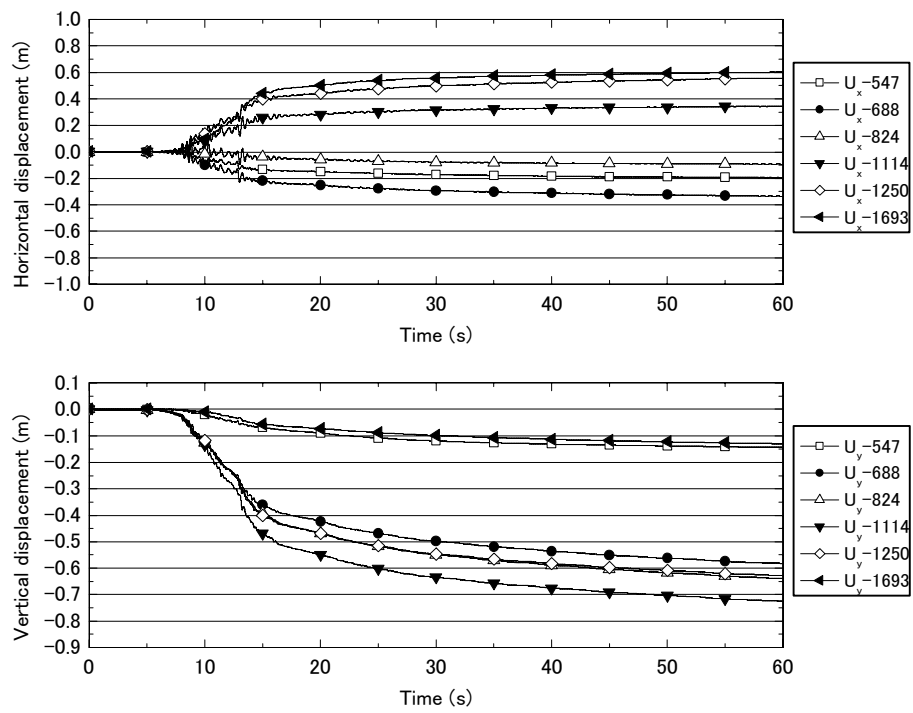


図 5.3.8-16 CaseD-1 の出力節点の変位時刻歴（上図：水平，下図：鉛直）

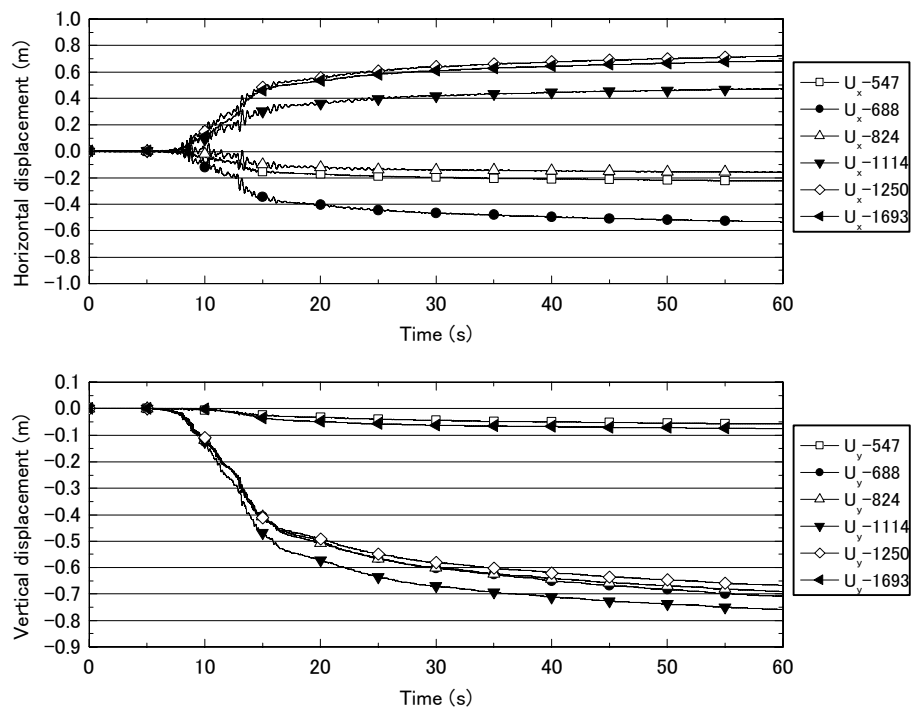


図 5.3.8-17 CaseD-2 の出力節点の変位時刻歴（上図：水平，下図：鉛直）

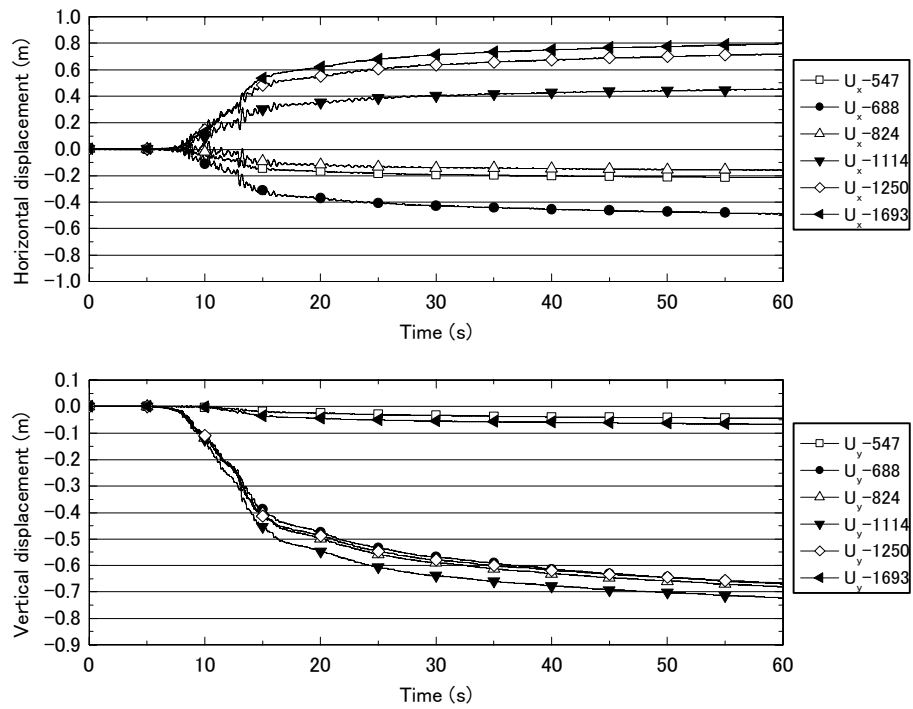


図 5.3.8-18 CaseD-3 の出力節点の変位時刻歴（上図：水平，下図：鉛直）

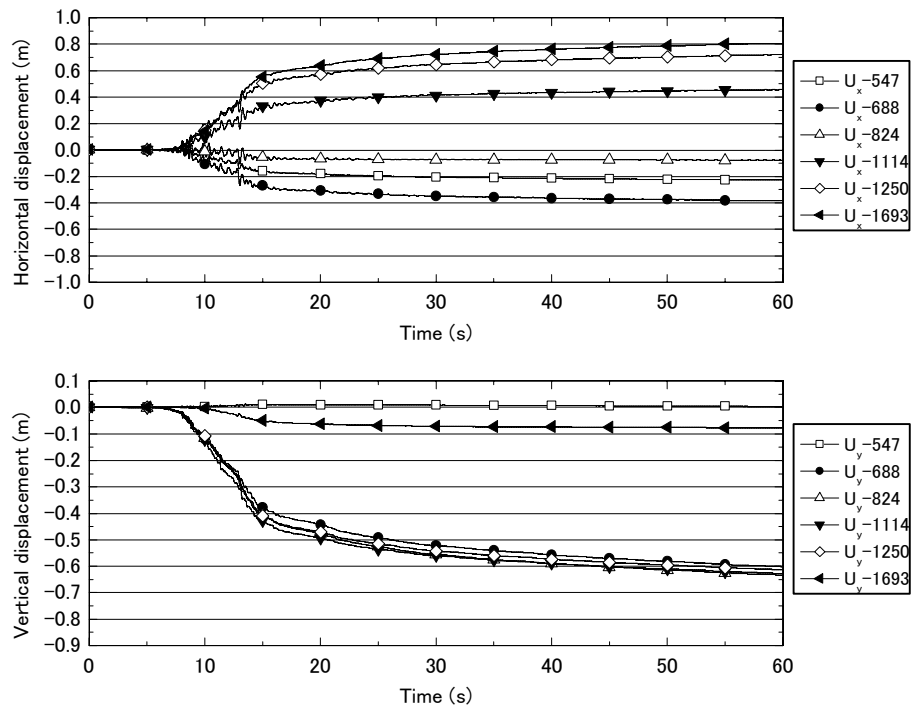


図 5.3.8-19 CaseD-4 の出力節点の変位時刻歴（上図：水平，下図：鉛直）

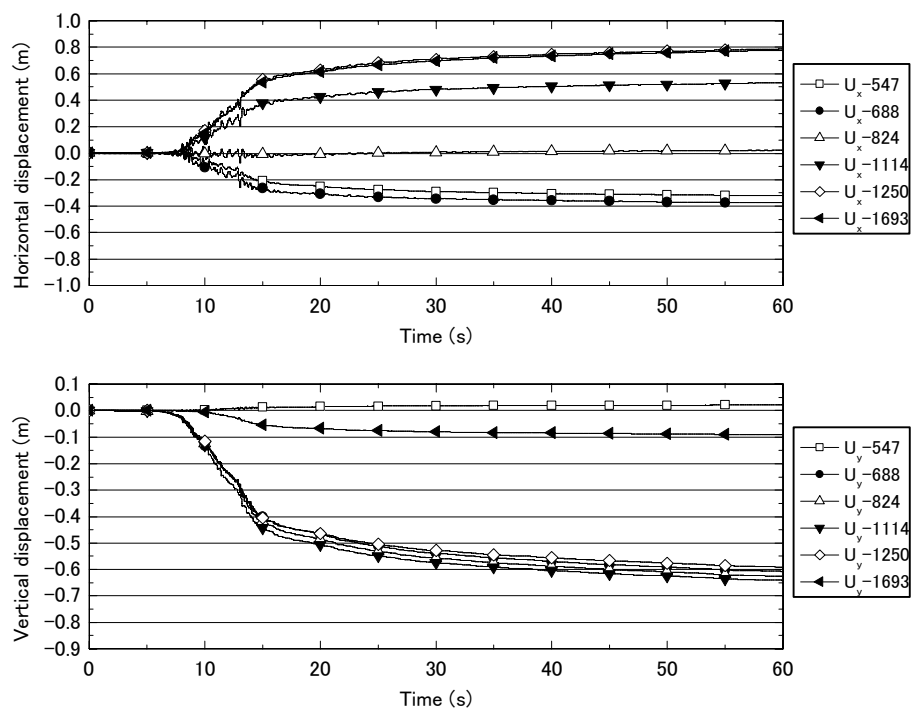


図 5.3.8-20 CaseD-5 の出力節点の変位時刻歴（上図：水平，下図：鉛直）

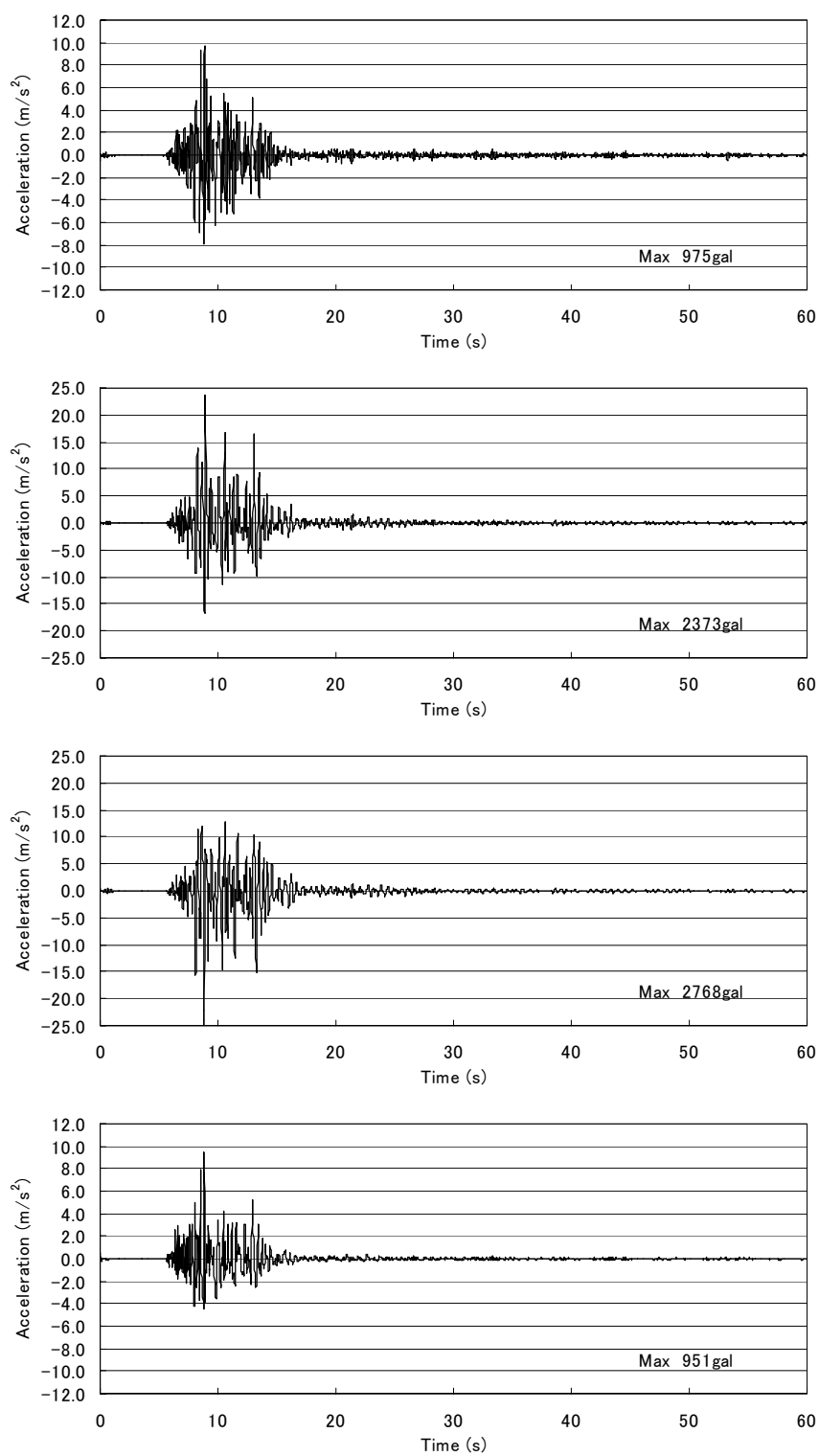


図 5.3.8-21 Case D-1 の出力節点の加速度時刻歴（上図から節点 547, 824, 1114, 1693）

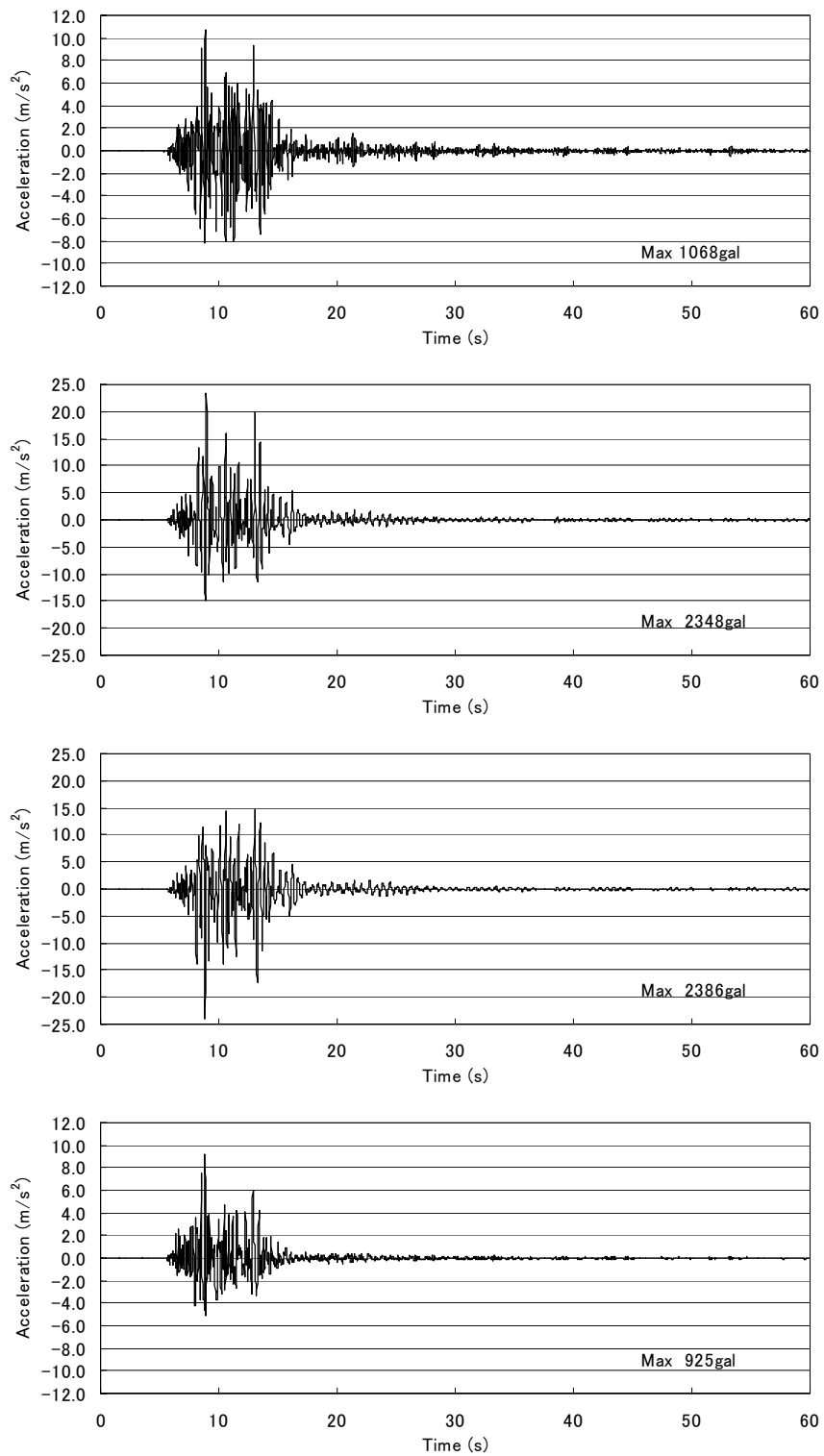


図 5.3.8-22 Case D-2 の出力節点の加速度時刻歴（上図から節点 547, 824, 1114, 1693）

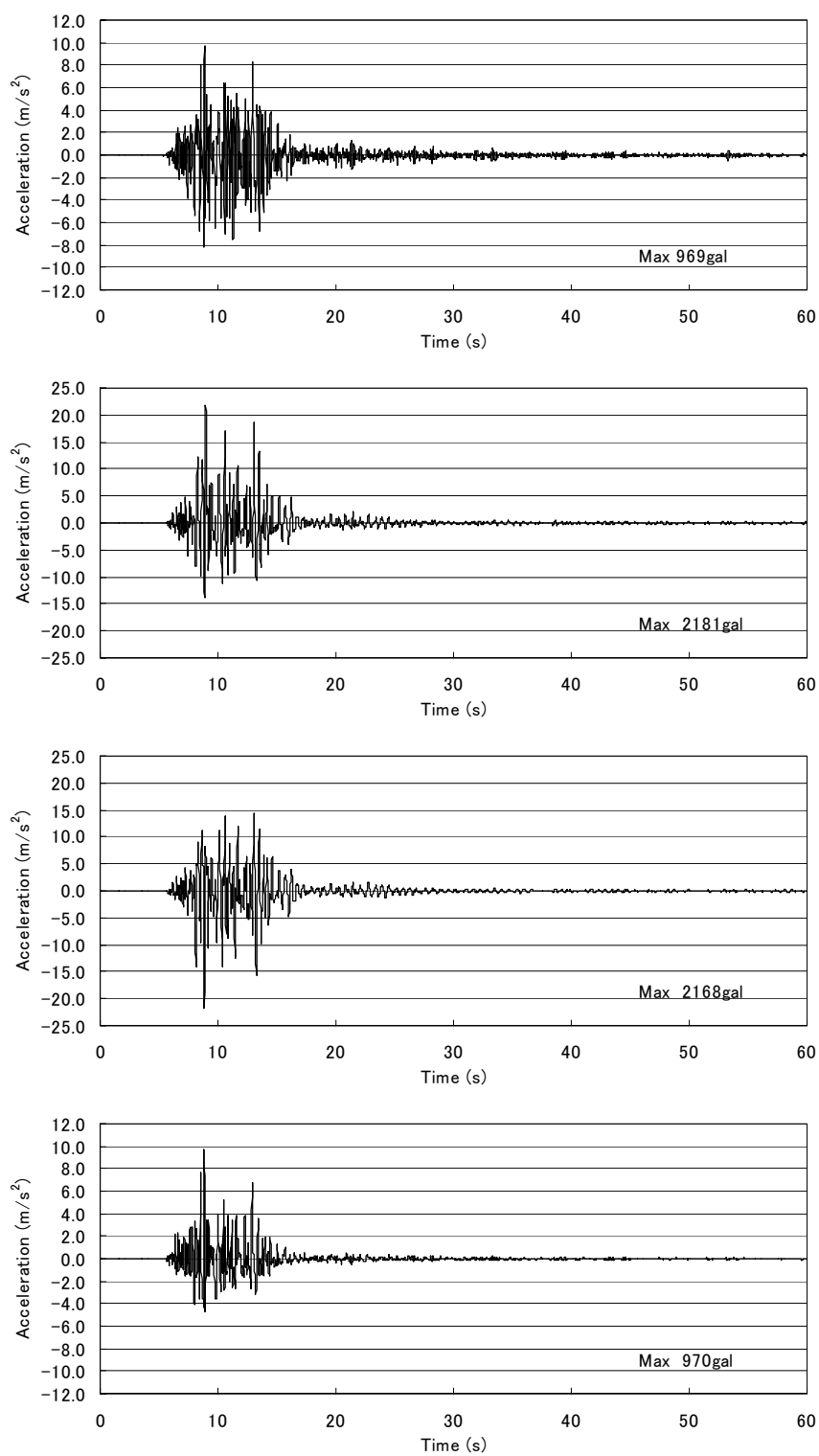


図 5.3.8-23 Case D-3 の出力節点の加速度時刻歴（上図から節点 547, 824, 1114, 1693）

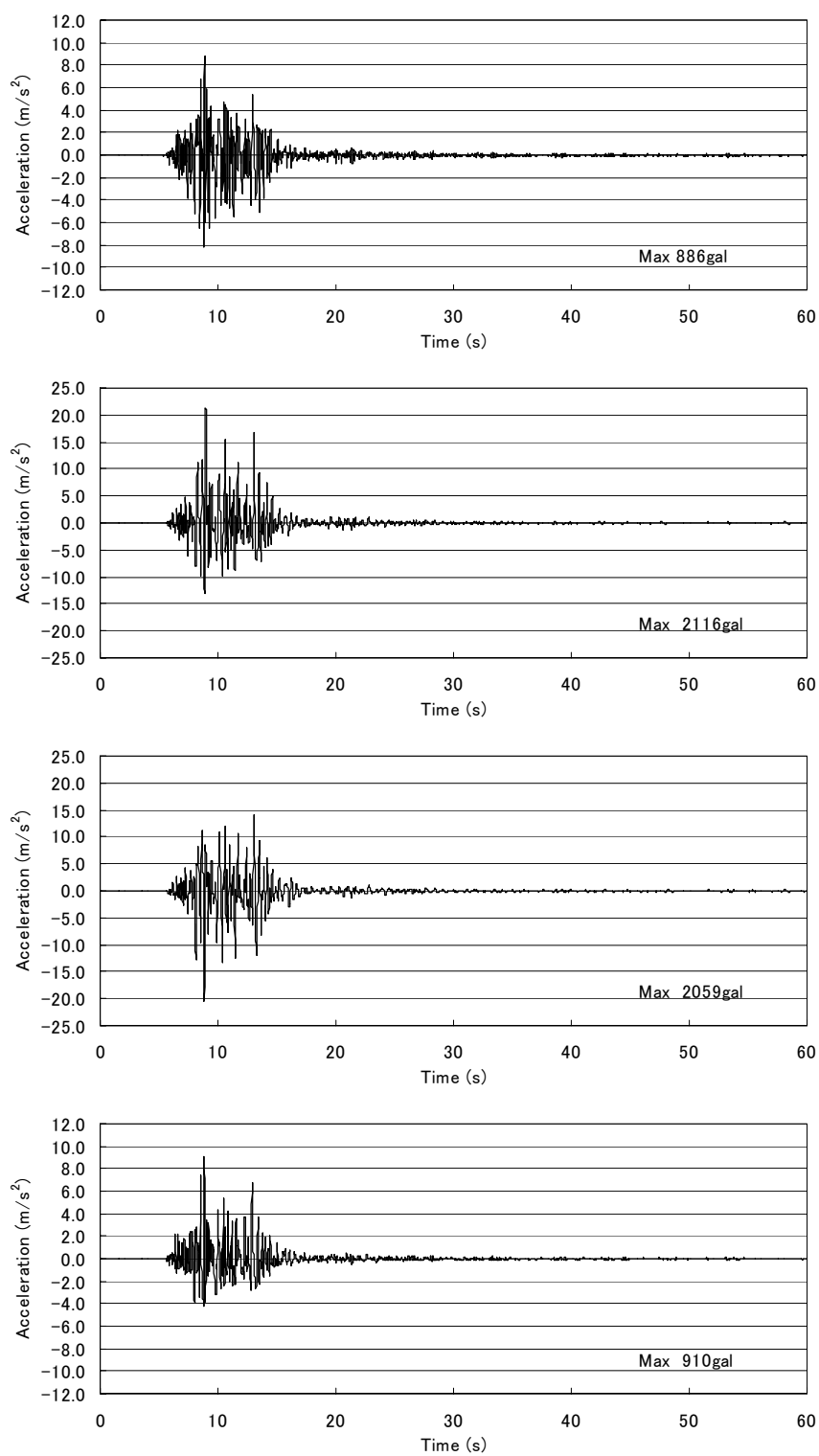


図 5.3.8-24 Case D-4 の出力節点の加速度時刻歴（上図から節点 547, 824, 1114, 1693）

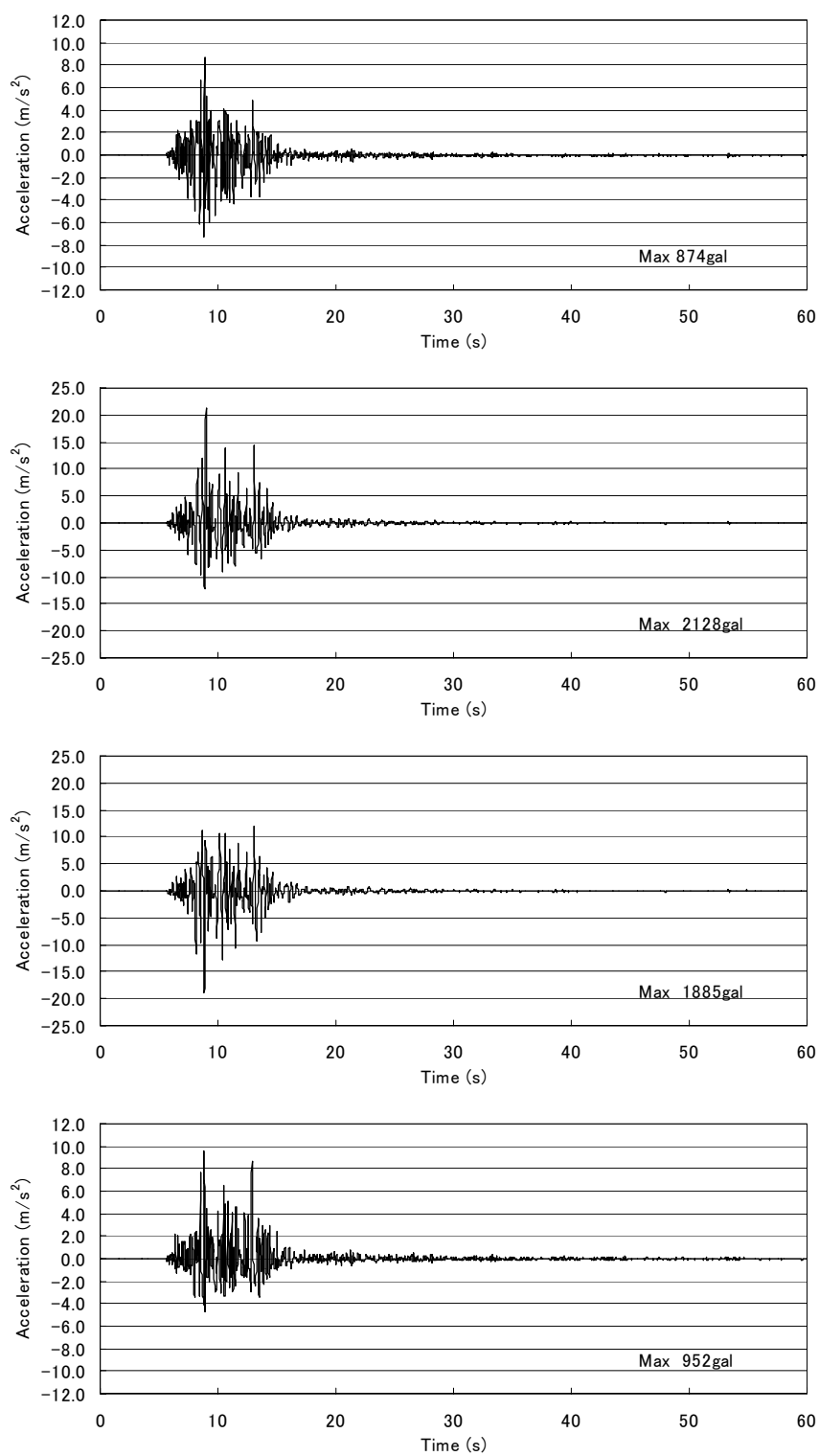


図 5.3.8-25 Case D-5 の出力節点の加速度時刻歴（上図から節点 547, 824, 1114, 1693）

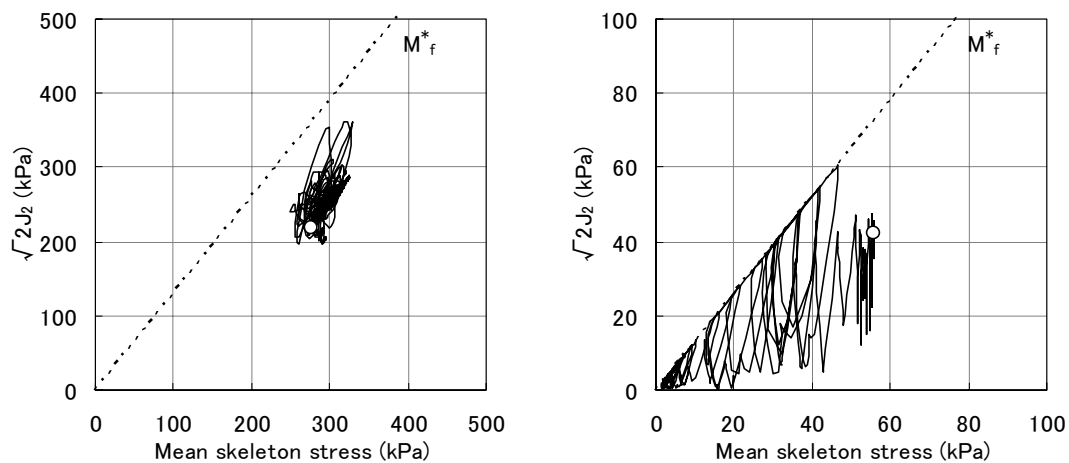


图 5.3.8-26 Case D-1 应力径路 (左图 : 950, 右图 : 1628)

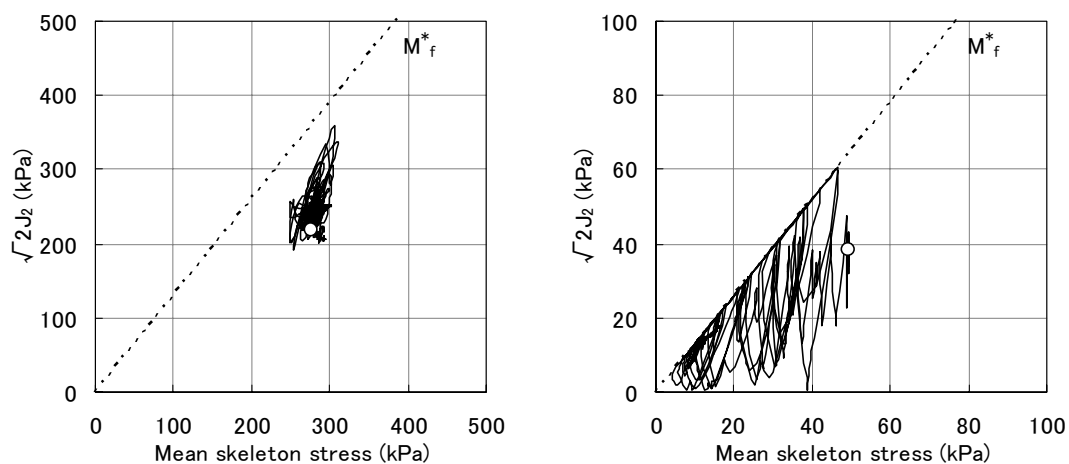


图 5.3.8-27 Case D-2 应力径路 (左图 : 950, 右图 : 1628)

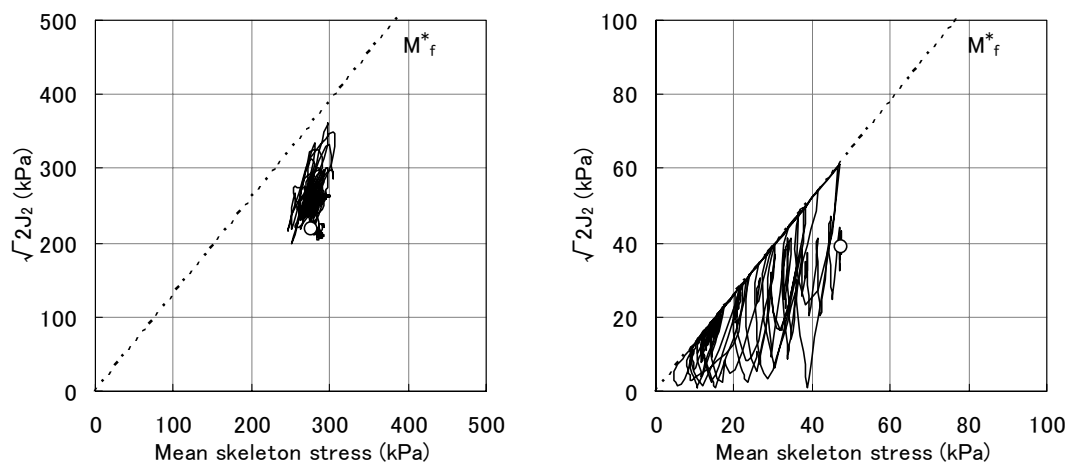


图 5.3.8-28 Case D-3 应力径路 (左图 : 950, 右图 : 1628)

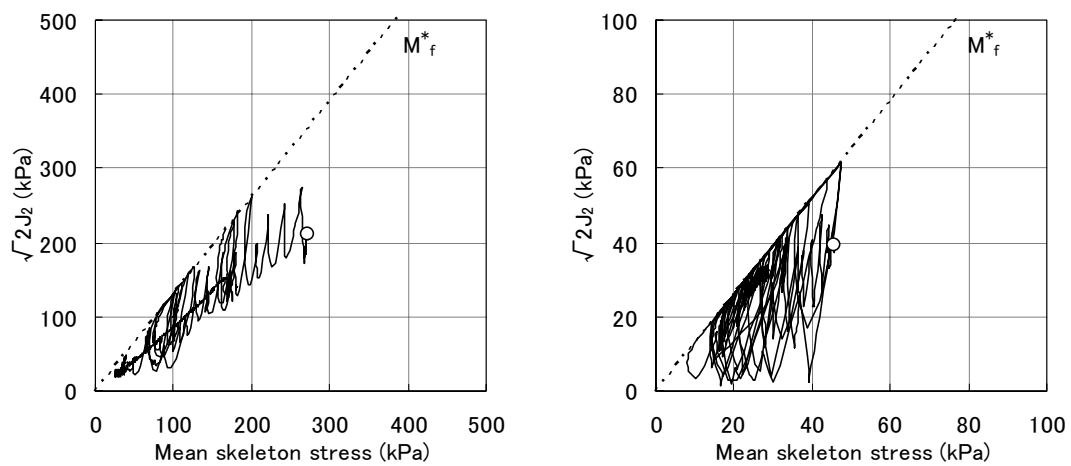


图 5.3.8-29 Case D-4 应力径路 (左图 : 950, 右图 : 1628)

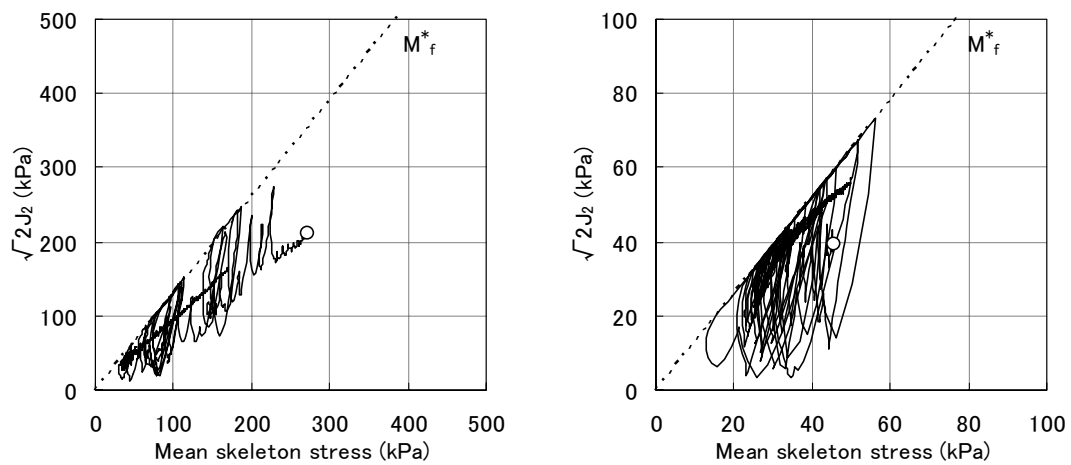


图 5.3.8-30 CaseD-5 应力径路 (左图 : 950, 右图 : 1628)

5.4 まとめ

本章では提案した不飽和浸透-変形連成解析手法を用いて、飽和した液状化対象層上部の不飽和層や地下水位が地震時に及ぼす影響や、浸透と地震の複合問題として能登半島地震における能登有料道路での被災事例について再現解析を行った。この結果、以下の結論が得られた。

(1)地層境界の透水性のギャップを考慮した動的解析について

液状化層上部の排水性が悪い場合、地震時において境界面で過剰間隙水圧が長期に渡り蓄積されることとなり、地盤の不安定性につながる事が明らかになった。

(2)一様な液状化対象地盤における動的解析について

地下水位が浅い不飽和層の飽和度が高いと、地下水面近傍の水圧の発生量および地表面での水平変位が、飽和度が低い場合に比べて大きくなった。さらに、地下水位が低いほど地表面応答加速度は大きくなるが、水平変位は小さくなった。

(3)能登有料道路における地震被害の再現解析について

提案した手法を用いて能登半島地震における道路盛土の被災状況を再現することができた。このとき、山側の地下水位が低いと盛土法肩のみが崩壊する被災状況であったのが、地下水位が高くなるにつれて盛土全体が円弧すべり状の変形を示す被災となった。すなわち、能登半島地震において検討箇所が大規模崩落を生じたのは、道路盛土背面の山側の地下水位が高いことが原因の一つであることが解析的に明らかになった。また、内部構造の変化を構成式中で考慮することで、円弧すべり状の変形をより再現することができた。

参考文献

- 1) 福島美光, 田中貞二: 新しいデータベースを用いた最大加速度の距離減衰式の改訂, 地震学会講演予稿集, No.2, pp.116, 1992.
- 2) 伊勢本昇昭, 金子治, 藤井俊二, 三輪滋, 白濱正芳: 兵庫県南部地震における液状化で被災した杭基礎建物の調査と解析 (その 4. 応答変位法による杭の応力解析), 第 32 回地盤工学研究発表会, pp.925-926, 1997.
- 3) 川島一彦, 相沢興, 高橋和之: 最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式, 土木研究所報告, 第 166 号, 1985.
- 4) 神戸市開発局: 兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査 (ポートアイランド, 六甲アイランド) 報告書, 1995.
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所: 平成 19 年 (2007 年) 能登半島被害調査報告, 国土技術政策総合研究所資料, No.438, 2008.
- 6) 国生剛治: 砂層の成層構造による液状化時の水膜生成と地盤安定性への影響, 応用地質, 第 41 巻第 2 号, pp.77-86, 2000.
- 7) 財団法人国土技術研究センター: 河川堤防の構造検討の手引き, 2002.

第6章 液状化を考慮した津波による地盤の劣化解析

6.1 概説

波浪によって海底地盤が液状化する現象は、海底なので現象が目に見えないということ、海底なので被害を受ける構造物が少ないということ、この2点が理由で地震による液状化に比べると知名度は低い。しかし、波浪により北海道奔幌戸漁港の防波堤の基礎地盤（沖積砂質層）が液状化や劣化を起こし、それが主要因となって最大で1.4mも沈下する（岡ら，1994）など、波浪による海底地盤の液状化は、海洋構造物の基礎の支持力、洗屈などと密接に関係している。この液状化現象は、飽和地盤内の間隙水の圧縮性が原因で、間隙水の水圧変動が地盤上の水位変動と連動しないために有効応力が増減することと（図6.1-1）、海底地盤上に2次元状に波が作用することにより、主応力の回転によって生じる地盤が劣化すること（石原，2001）の2点が原因として考えられる。

津波と波浪の大きな違いは、津波は陸上を遡上して氾濫流となることである。津波では水中に含まれる気泡が多くなるために間隙水の圧縮性が大きいであろうことも考慮すると、津波による地盤の液状化は緩い砂層を有する陸域でも発生する可能性がある。過去に津波が原因で盛土堤防が大規模に決壊したという事例は存在するが（図6.1-2）、津波は波浪に比べて著しく発生頻度が低く、さらに、海底面でのせん断応力が大きいために、津波による盛土堤防の決壊がせん断応力による洗屈のみによるものと解釈されてきた。実際には、津波による地盤の液状化や劣化がこの洗屈に大きな影響を及ぼしている可能性があるにもかかわらず、これまであまり注目されてこなかった。

本章では、津波による地盤の液状化や劣化の可能性を検証する。そこで、津波による海底面での水圧変化のみを入力条件として、つまり、波によるせん断応力は考慮しないとして間隙水の圧縮性を考慮できる砂の弾塑性構成式を組み込んだ液状化解析を実施した。ちなみに、北海道奔幌戸漁港の事例は、岡らが、周期5sec、波長35m、波高2mの重複波を想定した弾塑性有限要素法を用いた液状化解析によって概ね説明できたと述べている。彼らの解析では、重複波が5回連続して作用した段階で、防波堤の基礎および消波ブロックの基部を含む広い範囲で間隙水圧は液状化するのに十分な量が蓄積している。この波浪に比べると津波は周期が10分から60分と非常に長く、本章ではこの周期の長い津波に着目して解析を行った。なお、本研究では1次元解析を行っているため、主応力の回転については考慮していない。

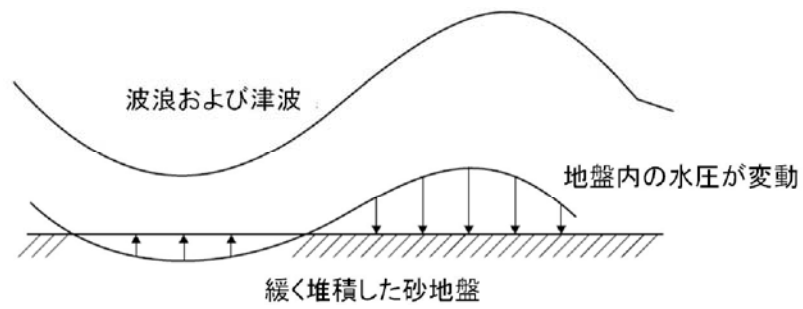


図 6.1-1 波浪作用時の海底地盤



図 6.1-2 1960 年チリ津波による盛土堤防の被害：北海道厚岸郡浜中町

6.2 液状化を考慮した地盤劣化解析

6.2.1 解析手法

波浪による地盤の液状化は、間隙水の圧縮性が原因で、地盤上の水圧変化に間隙水圧が連動しないために起こる現象である。津波の場合も同様であると考えられるため、本研究では間隙水圧の圧縮性を考慮できる砂の弾塑性構成式を組み込んだ液状化解析コード LIQCA2D（液状化解析手法 LIQCA 開発グループ, 2009）を用いて解析を実施する。このとき、本論文の第 2 章、第 3 章で提案した不飽和を考慮した手法は用いない。

間隙流体の圧縮性については、以下に示す Okusa の提案式（Okusa ら, 1976）における飽和度と水の体積弾性係数の関係を用いる。本研究では飽和度 98% 時の水の体積弾性係数の値として、 $K^f = 5880$ (kPa) を用いた。

$$m_w = m_{w0} S_r + \frac{1 - S_r}{P_{mg}} = \frac{1}{K^f} \quad (6.1)$$

ここに、 m_w は気泡の存在を加味した水の見かけの圧縮率、 m_{w0} は飽和度 100% 時の水の圧縮率、 S_r は飽和度、 P_{mg} は絶対圧力で表した間隙水圧である。

津波波形は、強制入力した sin 波を陸上に氾濫させ、陸上のある地点における浸水深の時刻歴を用いる。津波氾濫計算には、非線形長波理論を staggerd 格子を用いた leap-frog スキームにて算定する（後藤ら, 1982 ; Goto ら, 1997）。

6.2.2 解析条件

解析に用いる地盤や津波は全くの仮想モデルとするのではなく、和歌山県御坊市のある地点における実地盤を模擬した地盤モデルと、同市に来襲することが想定される東海・東南海・南海地震津波を模擬した津波波形を用いる。

すなわち、地盤モデルは、図 6.2.2-1 に示すような深度 2.5m までが緩い砂層で、それ以深が不透水の粘土層とする。砂層には N1（有効上載圧 100kPa に対する N 値）が 5, 10, 15 の 3 ケースを仮定してパラメータを設定し、それぞれに対する検討を実施する。具体的なパラメータの設定としては、道路橋示方書および鉄道構造物等設計標準・同解説から液状化強度曲線を推定し、要素シミュレーションを実施することにより液状化強度曲線にフィッティングするパラメータを求めた。推定した液状化強度曲線にて実施した要素シミュレーション結果およびパラメータ一覧を図 6.2.2-2 と表 6.2.2-1 に示す。

一方、津波の波形は、振幅 5m、周期 20 分の sin 波を図 5 に示すモデル地形（同市の代表的な地形断面）の海側境界から入力し、同図における 1,000m 地点の津波氾濫流の水位変化（図 6.2.2-3 および図 6.2.2-4）を用いる。sin 波の振幅は、和歌山県が想定している津波（東海、東南海、南海地震の同時発生シナリオ；和歌山県, 2007）が御坊市で 5m を超えていることを考慮して設定した。入力波形は、水位が上昇を始めて 3 分程度で最大値に達し、その後 6 分程度で最大値の半分程度の水位まで低下した後は、緩やかに水位が低下している。なお、本研究では地下水位は地表面、水の体積弾性係数 $K^f = 5880$ (kPa)、透水係数を 1.0×10^{-5} (m/s) とした。解析時間は 5000 秒である。

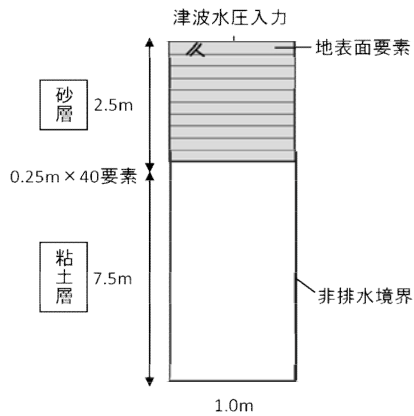


図 6.2.2-1 解析モデル

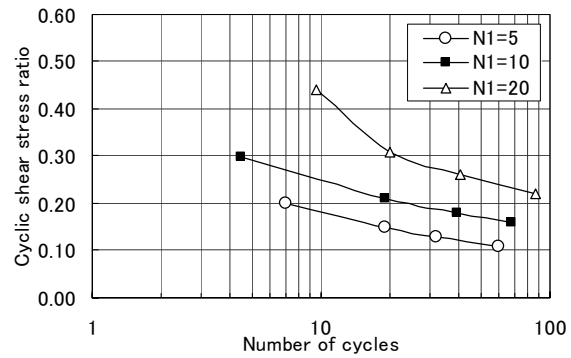


図 6.2.2-2 要素シミュレーション結果

表 6.2.2-1 土質パラメータ

材料パラメータ	N1=5	N1=10	N1=20
初期間隙比 e_0	0.8	0.800	0.800
圧縮指数 λ	0.025	0.025	0.025
膨潤指数 κ	0.0025	0.0025	0.0025
初期せん断係数比 G_0/σ'_{m0}	374.0	594.0	943.0
透水係数 k (m/s)	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}
密度 ρ (t/m ³)	2.0	2.0	2.0
変相応力比 M^*_m	0.91	0.91	0.91
破壊応力比 M^*_f	1.13	1.13	1.34
硬化関数中のパラメータ B_0^*	2000	2500	5000
硬化関数中のパラメータ B_1^*	110	59	46
硬化関数中のパラメータ C_f	0	0	0
水の体積弾性係数 K_f (kPa)	2.0×10^5	2.0×10^5	2.0×10^5
擬似過圧密比 OCR^*	1.0	1.2	1.5
ダイレイタンス係数 $D_{0^*,n}$	1.0, 2.0	1.0, 3.0	1.0, 3.0
塑性基準ひずみ γ_{ref}^{P*}	0.0035	0.0035	0.0035
弾性基準ひずみ γ_{ref}^{E*}	0.005	0.005	0.005

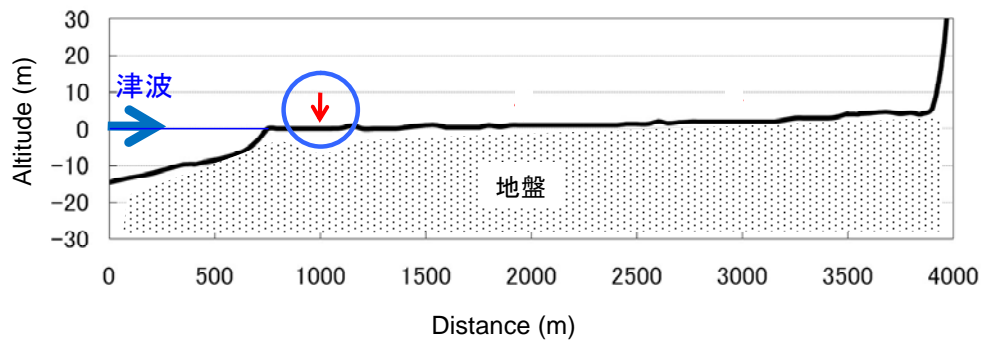


図 6.2.2-3 津波波形算出位置 (1000m 地点)

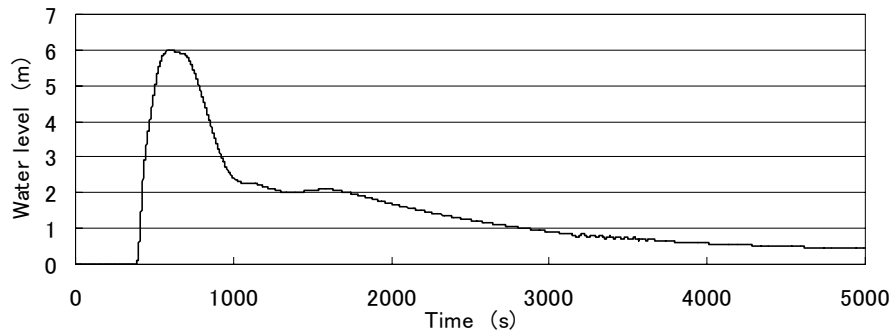


図 6.2.2-4 津波水位

6.2.3 解析結果

解析結果として、 $N1=5.0$ 地盤における地表面要素、 $GL-1.0m$ 、 $GL-2.5m$ 位置の要素の平均有効応力減少比の時刻歴を図 6.2.3-1 に示す。平均有効応力減少比とは、ある時点における平均有効応力を初期平均有効応力で割った値を 1.0 から引くことによって算出される値であり、次のような特徴がある。すなわち、この数値は、有効応力に変化がなければ 0.0、有効応力がゼロになれば 1.0（つまり、完全な液状化）、有効応力が増加すればマイナス値となる。従って、ここでは、津波による浸水深の上下によって相対有効応力減少比が 1.0 に達するののか、また、その影響は津波がどのような状況にあるときに大きくなるのか、さらに、どのくらいの深さにまで達するのかが注目される。

図 6 から明らかなように、最も影響が顕著に表れる地表面要素でさえ平均有効応力減少比は 1.0 に達せず、この解析条件では液状化は発生していない。しかし、有効応力の減少は大きく、地表面要素では有効応力が対初期値で 5 割程度も低下していることが確認できた。また、その影響は深くなるにつれて小さくなるものの $GL-1.0m$ 要素でも 4 割程度の有効応力の低下が見られる。この結果から、地盤は津波によって深度 1.0m を超えるオーダーで劣化していることが確認できた。

この津波による地盤劣化現象をもう少し詳細に考察する。そこでこの現象を以下に示す 3 段階に分けて捉えたい。(1)第一段階は、浸水深の増加に伴い有効応力が増加する段階である。全応力は水位上昇に伴って増加するが、間隙水の圧縮性により全応力の増分の間隙水圧への伝搬が遅れ、その分が有効応力の増分となって表れている。(2)第二段階は、浸水深の減少に伴い有効応力が減少する段階である。水の圧縮性により地盤面での水位の低下が瞬時に地盤内に伝播せず、間隙水圧の低下の遅れに伴う上向き浸透流によって有効応力が減少する。この段階で地表面要素の有効応力は初期有効応力に比して半分程度にまで低下しているが液状化するまでではない。深い要素ほど有効応力の低下は小さいが、 $GL-2.5m$ 要素でも有効応力の低下がみられる。この段階は、図 7 の②であり、引潮時である。(3)第三段階は、急激な水位低下に伴って増大した有効応力が回復する段階である。ここでも間隙水の圧縮性により、有効応力は瞬時に初期有効応力に回復することができていないことが分かる。これは図 6.3.2-2 に示す $GL-1.0m$ 要素での有効応力経路からも確認できる。

次に、 $N1=10$ 地盤と $N1=20$ 地盤における計算結果として、地表面、 $GL-1.0m$ 、 $GL-2.5m$ の各要素における有効応力減少比の最大値を表 2 に示す。 $N1=10$ の場合は、 $N1=5$ の場合と比べて大きな変化はないが、 $N1=20$ のケースでは全体的に地盤の劣化の程度が小さく、地盤強度の大きさが津波による地盤劣化を抑制していると言える。

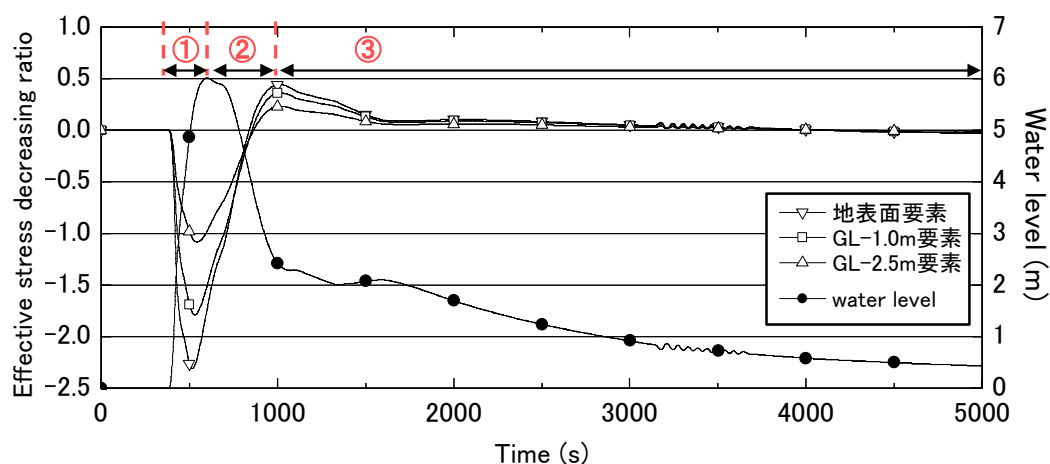


図 6.2.3-1 平均有効応力減少比の時刻歴 (N1=5)

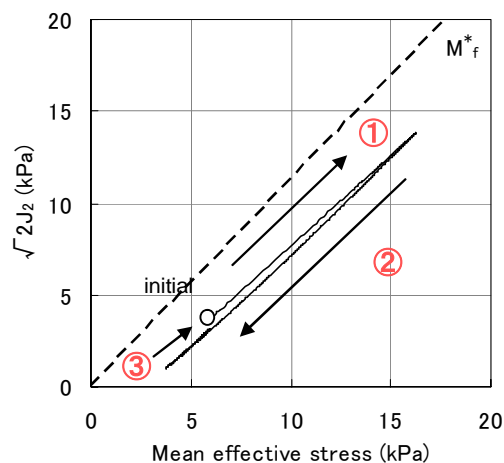


図 6.2.3-2 応力径路 (N1=5, GL-1.0m 要素)

表 6.2.3-1 各地盤における平均有効応力減少比の最大値

	N1=5地盤	N1=10地盤	N1=20地盤
地表面	0.44	0.44	0.29
GL-1.0m	0.36	0.33	0.22
GL-2.5m	0.23	0.20	0.15

以上をまとめると次の通りである。本解析条件下において、地盤は液状化しなかった。しかし、地盤の地表面要素の有効応力が対初期値で 44%程度低下し、GL-1.0m要素でも同 36%低下するなど、深さ 1.0m 程度まで地盤の劣化が確認された。また、地盤強度が大きい場合は津波による地盤劣化が抑制されているが、N1=10 では N1=5 の場合とほぼ同じだけ地盤が劣化する結果となった。ただし、実際の津波災害を再現する場合には、(1)市街地に氾濫する海水が気泡を多く含んでいる可能性があり、海水の圧縮率は本解析よりも大きく設定する必要がある。また、(2)津波による氾濫流は多くの場合、

土砂や瓦礫を巻き込んでおり、地盤上に作用する圧力は静水圧以上に大きくなることを考慮する必要がある。今回の解析では、こうした点が解析に反映されていないが、地盤劣化の程度を評価する上で無視できない可能性があり、今後の課題である。

また、本解析結果において興味深い点は、市街地に津波が押し寄せ浸水深が上昇している段階では有効応力はむしろ増大し地盤は強くなり、逆に、市街地から津波が引き浸水深が低下している段階で有効応力が減少している点であろう。このことは、津波による盛土堤防の決壊や盛土道路などの地盤被害は、押し波時よりも引き波時に発生しやすいということを示唆している。

6.3 地盤劣化現象に対する津波波形の影響

6.3.1 解析手法および解析条件

本節では津波波形との関連でこの地盤劣化現象についてさらに理解を深めたい．そこで，様々な津波波形を用いて地盤劣化解析を実施する．

解析手法については前節と同様の手法を用いる．また，地盤条件についても概ね前節と同一のパラメータを用いるが，地盤モデルは深度 10m まで $N1=5.0$ の一様な砂層とする（図 6.3.1-1）．一方，津波条件については，簡単のためにモデル地盤上の水位を \sin 波状に上下させることとする．本章では，振幅 H ，周期 T ，津波の連続性の 3 項目を，津波波形を規定する条件とした．

地盤劣化解析は次の 11 通りの津波波形を用いて実施した．すなわち，まずは \sin 波の正の半周期分の波形として，いずれも周期 20min で振幅が 2, 4, 5, 6, 8, 10m の 6 通り，いずれも振幅が 5m で周期が 5, 10, 20, 30, 40, 50, 60 の 7 通りの解析を実施した．次に， \sin 波の正の半周期分が 2 回続く波形として， \sin 波のピークの間隔が $T(s)$, $T/2(s)$, $T/3(s)$ の 3 通りの解析を実施した．さらに，ピークの間隔は $T(s)$ で 3 回続く波形として 1 通りの解析を実施する．

6.3.2 解析結果

(1) 津波の振幅による影響

GL-2.0m 要素における相対有効応力減少比の最大値と津波の振幅の関係を図 6.3.2-1 に示す．ただし，津波の周期 T は 20min である．有効応力減少比の最大値は，津波の振幅に対してほぼ比例の関係にあることが分かる．

(2) 津波の周期による影響

一方，GL-2.0m 要素における相対有効応力減少比の最大値と津波の周期の関係を図 6.3.2-2 に示す．ただし，津波の振幅 H は 5m である．この図から，周期による影響は振幅に比べると小さいこと，津波の周期が増加するほど相対有効応力減少比の最大値は増加するものの，周期 20min を上限にほぼ頭打ちになることが分かる．周期が短い（10 分未満）と，間隙水圧が十分に上がらない状態で水位が低下し始めるため，地盤劣化の程度が小さくなると考えられる．

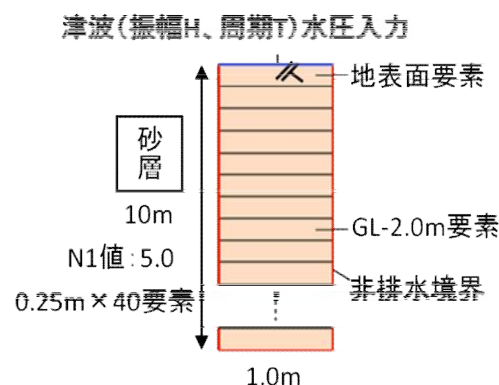


図 6.3.1-1 解析モデル

(3) 津波の連続性による影響

次に、津波の連続性による影響を明らかにするため、各種津波波形を用いた計算結果として、地表面要素における平均有効応力減少比の最大値を表 6.3.2-1 に示す。地盤劣化の度合いは、繰り返し来襲する津波が 1 波から 2 波、3 波となっても、ほとんど変化しない、さらに、ピーク間隔が短くても同様の結果であった。しかし、波浪においても 5 波もの波が作用してやっと液状化が発生するほどの間隙水圧に達したとの解析結果があるように、津波に関しても 3 波程度ではその影響が小さくても、5 波 10 波と入力すると結果は変わる可能性がある。

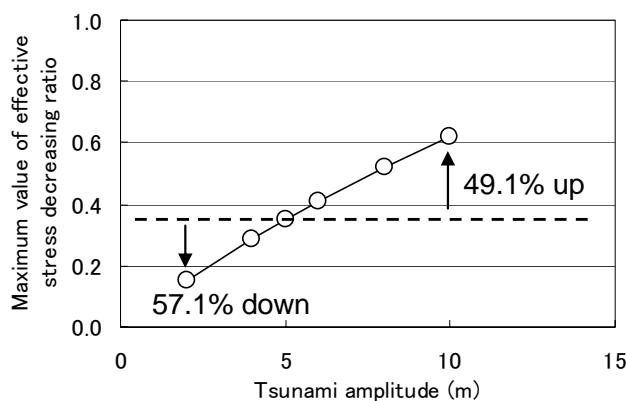


図 6.3.2-1 平均有効応力減少比の最大値と津波の振幅の関係 (T=20min, GL-2.0m 要素)

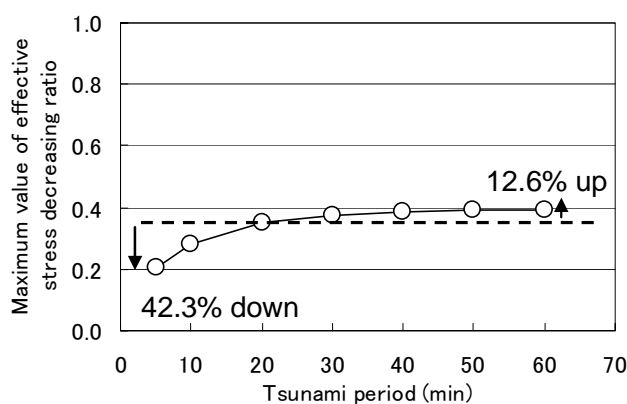


図 6.3.2-2 平均有効応力減少比の最大値と津波の周期の関係 (H=5m, GL-2.0m 要素)

表 6.3.2-1 各津波波形での有効応力減少比の最大値

		ピークの間隔(s)		
		T	T/2	T/3
津波の数	2波	0.70	0.73	0.73
	3波	0.72	—	—

(T=20min : 津波の周期)

(4) 結果まとめ

解析結果の主要な結論として，以下に列挙する．

- ・ 津波の振幅（2～10m）に対してはほぼ比例の関係で地盤が劣化する．
- ・ 津波の周期（5～60 分）に対しては周期が長くなるにつれて地盤の劣化も大きくなるが周期 20 分程度で頭打ちになる．
- ・ 津波の連続性による影響は確認されなかった．繰り返し来襲する津波が本検討のように 3 波程度ではなく，5 波，10 波となれば結果が変わる可能性がある．

6.4 まとめ

津波による地盤の液状化の可能性を検証するために、将来の東海・東南海・南海地震による津波を模擬して間隙水の圧縮性を考慮した有効応力解析を実施した。さらに、津波による地盤への影響をより詳細に理解するため、単純な \sin 波による様々な津波波形を用いた解析を実施した。本研究における主要な結論を以下に列挙する。

- ・津波によって地表面付近において有効応力が初期値に対して 44% 程度低下するなどの地盤劣化が確認され、深さ方向にもその影響が伝搬していることが確認できた。また、地盤強度が大きくなるほどその影響は小さくなるものの、 $N1=10$ の場合では、 $N1=5$ の場合と同程度の影響が現れることが明らかになった。
- ・津波による盛土堤防の決壊や盛土道路などの地盤被害は、押し波時よりも引き潮時に発生しやすいということが明らかになった。つまり、市街地に津波が押し寄せ浸水深が上昇するときには有効応力はむしろ増大し地盤は強くなり、逆に、市街地から津波が引き浸水深が低下しているときには有効応力が減少し地盤が弱くなることが明らかになった。
- ・本研究の条件下では、波浪よりも長周期の津波で地盤が液状化しなかった。これは、本解析が 1 次元であることが 1 つの理由として挙げられる、2 次元解析では津波（波浪）によって起因される海底地盤内の応力変化は、主応力軸の方向が連続的に変化するため、より不安定になることが知られており（石原，2001）、今後 2 次元解析をする必要がある。
- ・津波の振幅（2～10m）に対してはほぼ比例の関係で地盤が劣化すること、津波の周期（5～60 分）に対しては周期が長くなるにつれて地盤の劣化も大きくなるが周期 20 分程度で頭打ちになることが分かった。さらに、津波の連続性による影響は確認されなかった。
- ・津波による地盤の液状化は発生しなかったが、津波来襲時の水中の気泡の多さを踏まえると、水の圧縮率はさらに大きくなる可能性がある。また、津波氾濫流に含まれる土砂を踏まえると、海底面上に作用する圧力が静水圧以上に大きくなる可能性がある。これらの点を踏まえれば、津波による地盤の劣化は本解析結果以上に大きくなり、液状化も発生する可能性がある。

本研究は、あくまで基礎的な検討として限定的な条件下で実施したものである。しかし、2011 年東北地方太平洋沖地震（M9.0）において津波による甚大な被害が発生したことを踏まえ、今後、東海・東南海・南海地震等によって、どれだけの海岸堤防や河川堤防が決壊するのかを広域的に予測するためには、津波が来襲する前に地震による液状化が発生している可能性があることも併せて評価する必要がある。

参考文献

- 1) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ（代表京都大学大学院工学研究科岡二三生）：LIQCA2D09（2009 年公開版）資料, <http://nakisuna2.kuciv.kyoto-u.ac.jp/liqca.htm>, 2009.
- 2) 石原研而：土質力学, 丸善, pp.215-218. 2001.
- 3) 岡二三生, 大槇正紀, 鎌田彰, 八嶋厚, 三浦均也：波浪による防波堤の沈下のケーススタディー——北海道東部 奔幌戸漁港における現地調査結果——, 土質工学シンポジウム平成 6 年度発表論文集, Vol.39, pp.219-226, 1994.
- 4) Goto, C., Ogawa, Y., Shuto, N. and Imamura, N.: Numerical Method of Tsunami Simulation with the Leap-Frog Scheme (IUGG/IOC Time Project) IOC Manual (UNESCO, Paris), No. 35, 1997.
- 5) 後藤智明, 小川由信:Leap-frog 法を用いた津波の数値計算法, 東北大河川研報, pp.52, 1982.
- 6) Okusa, S. : Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, Geotechnique, Vol.32, No.3, pp.235-247, 1976.
- 7) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編, pp.120-125, 2002.
- 8) 和歌山県：津波避難困難地域の公開について, 和歌山県の施策と案内, 和歌山県のウェブサイト (<http://www.pref.wakayama.lg.jp/index.html>)所収, 2007.

第7章 結論

7.1 本研究のまとめ

近年度々起こっている計画降雨確率を上回るような集中豪雨による被害を最小限に食い止められるように、これまでの堤防の設計法を改善する要求が高まっている。しかし現在の設計手法では方法は浸透と破壊を別々に取り扱っており、また、変形量は算出されていない。そこで本研究では、詳細な設計法としても利用できる数値解析法を用いて、豪雨、浸透時の堤防の変形問題および、浸透と地震の複合災害を同時に考慮できるシミュレーション法を提案した。提案した手法を用いて模型実験や複合災害の再現解析を実施し、解析手法の有効性を示すとともに、豪雨・浸透地震時の土構造物に対する工学的知見を得た。

また、浸透と地盤の問題としては津波遡上時の地盤への影響があるが、この現象についてはこれまでほとんど注目されてこなかった。そこで本研究では、間隙水の圧縮性を考慮した津波遡上時の液状化解析を実施することで、津波による地盤劣化の可能性を示した。さらに、様々な種類の津波を外力として与えることで、地盤劣化を引き起こす津波の特性について考察した。

第1章では、本研究の背景および現在主に用いられている堤防の設計法を述べるとともに、不飽和土における既往の研究を示した。また、本研究の目的として研究の背景で挙げられた課題に対する研究項目を示した。

第2章では、砂の繰返し弾塑性モデルを不飽和土に対して拡張した。土・水に加えて気相を考慮することで増加する分応力について骨格応力を導入し、土におけるサクシジョンの効果として、「サクシジョンの増加は粒子間応力を増加させる」、「サクシジョンの増加は降伏応力の増大、および塑性変形に対する土粒子骨格の剛性に影響を与える」という効果を、サクシジョンによる土骨格構造変化を過圧密境界面および移動硬化パラメータで考慮することにより、不飽和土の構成式に拡張した。また、細粒分を含有する砂や非常に緩い砂の、せん断に伴い構造が変化する特徴を表現できるように、上記の構成式をさらに拡張し、内部構造の変化に伴うひずみ軟化挙動を過圧密境界面の縮小として表現した。

第3章では、不飽和浸透-変形連成解析を行う手法について、動的な場の方程式および不飽和浸透特性を示した。混合体理論に基づき、固相、液相に加えて気相を考慮する空気・土・水の三相で定式化を行ったのち、気圧が常に大気圧と同じであるという仮定を用いて、液相の連続式のみを考慮する簡易三相系手法を提案した。この時、力の運動方程式と連続式が連成しており不飽和浸透問題と変形解析を同時に扱うことができる手法として、土骨格の変位と間隙水圧を未知数とする *u-p formulation* を用いた。つりあい式と連続式からなる場の方程式に対する空間離散化には有限要素法と差分法（有限体積法）を、時間離散化には **Newmark** の β 法を用いている。

第4章では、提案した不飽和浸透-変形連成解析法を用いて、模型実験や不飽和浸透の特徴的な挙動を対象としたシミュレーションを行い、解析手法がどの程度の水圧、変形の再現性を有しているかについて示した。さらに、実物大堤防を模擬して対策工設置時や降雨時を考慮した解析を行い、対策工の有効性、降雨時における堤防地盤の透水係数と安全性の関係について考察した。また、サクシジョン

や内部構造の変化が土構造に及ぼす影響を構成式に導入し、解析を実施した。この結果、以下の結論を得た。

1. 提案したシミュレーション法は浸透時の間隙水圧を良く再現できる。また、不飽和浸透時の大きな特徴の一つである **Capillary Barrier** の形成についても再現が可能である。さらに、水圧だけでなく、浸透に伴う変形についても妥当な結果を得ることができる。
2. ドレーン工法は堤体川裏側の浸潤面上昇を安定して抑制することができるため非常に有効な対策工法である。表法面被覆工法は川表側からの水の流入を直接遮断できるため、河川水位の上昇を抑制することができるが、川表側法面に大きな力がかかるため、それに耐えうる素材で被覆する必要がある。遮水コアによる対策では、川表側からの浸透をコアで遮断することができるが、基礎地盤部の透水係数が高い場合は基礎地盤を伝わって川裏側へ浸潤が進むため、有効性に限界がある。今回の結果では、河川堤防の構造検討の手引きにおける堤防の安全性の基準値 ($i < 0.5$) とひずみの発生状況が良く一致していた。
3. 堤体および基礎地盤部の透水係数が大きいと、降雨が地下水面に到達する速度は速いが、地下水面に到達した降雨は速やかに堤体外へ排出されるため、堤防の安全性は高い。また、堤体部の透水係数が小さい場合は、表面から浸透してくる降雨量自体が少なくなり、堤防の安全性は高まる。一方、基礎地盤部の透水係数が低い場合は、堤体内の降雨が基礎地盤から抜けていくことが出来ず、堤体法尻部付近の水位上昇を招き、堤防の安全性を損なう可能性がある。
4. サクシオンおよび内部構造の変化を考慮した構成式を導入しても、堤防への水の浸透には大きな影響を及ぼさない。しかし、サクシオン解放および内部構造の変化に伴う地盤の劣化により、川裏側法尻部での蓄積塑性偏差ひずみの発生量が増加する。特に、サクシオン減少に伴う硬化パラメータの変化は、川裏側法尻部だけでなく堤防の広い範囲に渡って大きなひずみを発生させる影響を及ぼす。

第5章では、提案した不飽和浸透-変形連成解析手法は浸透と地震の「複合災害」を考慮できる手法でもあることから、様々な土質、水位条件を設定した1次元解析を行い、液状化層上部の透水性や飽和度、地下水位が動的解析に及ぼす影響について示した。さらに、2007年能登半島地震において崩落した能登有料道路における被災の再現解析を試みた。その結果、以下の結論を得た。

1. 液状化層上部の排水性が悪い場合、地震による液状化時に液状化層上部の境界面にて過剰間隙水圧が長期に渡り蓄積されることとなり、地盤の不安定性に繋がる。
2. 一様な液状化対象地盤において、地下水位が浅い不飽和層の飽和度が高いと、地下水面近傍の水圧の発生量が低い場合に比べて大きくなる。さらに、地表面での水平変位も飽和度が高いほうが大きい。また、一様な液状化対象地盤では、地下水位が低いほど地表面応答加速度は大きくなるが、水平変位は小さい。
3. 1次元状態での降雨による水位上昇は、弾塑性モデルの場合は水圧の変化に従い鉛直骨格応力は減少するが、体積変化を生じることにより水平骨格応力は降雨前から大きく変化しない。
4. 提案した手法により、道路盛土の山側からの地下水の浸潤を考慮することで能登有料道路の崩落被害を再現できた。このとき、山側の地下水位が低いと盛土法肩のみが崩壊する被災状況であったのが、地下水位が高くなるにつれて盛土全体が円弧すべり状の被災となることが明らかになった。

第6章では、津波による地盤の液状化や劣化の可能性を検証した。津波による地盤の液状化や劣化が津波遡上時の地盤に大きな影響を及ぼしている可能性があるにもかかわらず、これまであまり注目されてこなかったことを鑑み、間隙水の圧縮性を考慮した液状化解析を実施することで、津波により地盤が劣化する可能性のあることを示した。また、周期や振幅の異なる津波を用いることにより、どのような津波が地盤を劣化させる影響が強いのかを検証した。この結果、以下の結論を得た。

1. 津波によって地表面付近において有効応力が初期値に対して44%程度低下するなどの地盤劣化が生じ、さらに地盤の深さ方向にもその影響は伝搬している。また、地盤強度が大きくなるほど津波の影響は小さくなる。
2. 津波による盛土堤防の決壊や盛土道路などの地盤被害は、押し波時よりも引き潮時に発生しやすい。つまり、市街地に津波が押し寄せ浸水深が上昇するときには有効応力はむしろ増大し地盤は強くなり、逆に、市街地から津波が引き浸水深が低下しているときには有効応力が減少し地盤が弱くなるというメカニズムである。
3. 津波の振幅（2～10m）に対してはほぼ比例の関係で地盤が劣化する。すなわち、津波の振幅は地盤劣化に与える影響が大きい。津波の周期（5～60分）に対しては周期が長くなるにつれて地盤の劣化も大きくなるが周期20分程度で頭打ちになる。一方、津波の連続性による影響は大きくない。

7.2 今後の課題と展望

7.2.1 不飽和浸透-変形連成解析

本研究では、不飽和浸透-変形連成シミュレーション法を提案し、模型実験や被災事例などの解析を通じて手法の検証を行った。この結果、水圧、変形ともに良い解析結果を示しているが、解析精度をさらに向上させ、設計実務などへの展開を図るには以下のような課題が考えられる。

1. 本研究での不飽和浸透特性は van Genuchten の水分特性曲線モデルを用いており、湿潤時（Wetting）も乾燥時（Drying）で同一の曲線を使用している。しかし、実際の水分特性曲線は間隙比や応力履歴に影響を受け、湿潤、乾燥時に異なる径路を動く。このため、さらに精度の高い解析結果を得るためには、水分履歴を考慮できるような水分特性曲線のモデルを導入する必要がある。
2. 本研究では河川堤防の構造検討の手引きにおける堤防の安全性の基準値（ $i < 0.5$ ）とひずみの発生状況が良く一致していたが、土質条件によっては $i < 0.5$ の場合でも大きな変形を生じることが考えられるため、今後、本手法のような変形を考慮できる解析法にて検討事例を重ねることが望まれる。
3. 堤防の破壊の特徴の一つとして、パイピングや浸食により土砂が地盤内から流出するということが挙げられる。本研究では要素内からの土粒子の流出については考慮していないが、土塊内部での土粒子の侵食速度を考慮するなどにより、この現象にも対応が可能になると考えられる。
4. 能登有料道路の道路盛土被害の再現解析は、被災時の円弧すべりの様子が良く再現できているが、被災の最終段階では大規模崩落であり、本研究で用いた微小変形理論の適用範囲を超えた地盤流

動を示している．このため，大規模崩落の全容を解析にて表現しようとする場合は，ステップ毎にメッシュの座標を更新する有限変形理論や，さらにメッシュの絡み合いなどにも対応することができるような粒子法を用いた解析手法を用いることで可能になると考えられる．

5. 本研究に用いた不飽和浸透特性およびサクションや内部構造を構成式で考慮する際のパラメータについては，室内試験から得られたものと，試験がされていなかったために仮定して設定したものがある．不飽和に対する試験はまだ少ないため，今後，不飽和試験を実施しそれに対する解析事例を積み重ねることで，より適したパラメータの設定を図ることができると考えられる．

7.2.2 津波による地盤の劣化解析

間隙水の圧縮性を考慮した津波遡上時の液状化解析を実施することで，津波による地盤劣化の可能性が明らかになった．しかし，あくまで基礎的な検討として限定的な条件下で実施したものであり，2011年東北地方太平洋沖地震（M9.0）において津波による甚大な被害が発生したことを踏まえて，今後，東海・東南海・南海地震等によって，どれだけの海岸堤防や河川堤防が決壊するのかを広域的に予測していくためには，以下のような課題がある．

1. 本研究の条件下では地盤の劣化は生じるものの，液状化までは至らなかった．これは，本解析が1次元であることも理由の一つとして挙げられる．2次元解析では主応力軸の回転が生じるなど，より不安定になることが知られているため，今後2次元解析をする必要がある．
2. 本研究では津波によるせん断力を考慮せず，水圧の変化のみを考慮した．津波による正確な地盤劣化を考慮するためには，せん断力と水圧の両者を外力として与える必要がある．また，津波到来前の地震による地盤劣化についても考慮する必要がある．

謝辞

本論文は京都大学大学院工学研究科に在学していた修士課程から、株式会社日建設計シビルを経て、社会人博士課程として再度京都大学で研究を実施した成果をまとめたものです。この間、約6年間に渡って暖かく、時には厳しいご指導いただきました皆様に心より深く感謝いたします。

京都大学大学院工学研究科、岡二三生教授には、研究全般にわたり熱心にご指導いただきました。本研究は修士課程において先生に与えていただいたテーマからスタートしており、このときにゼミにて懇切丁寧にご指導いただいた多相系地盤の解析法が本研究の基礎となっております。さらに、本論文をまとめる際には一字一句きめ細かなご指導いただきました。私的にも私が京都大学に在学していたころから今日まで様々な場面でお世話になり、支えていただきました。また、研究者としての物の考え方についても熱くご指導いただきました。土だけの分野に閉じこもるのではなく、他分野にも目を向け、まだ開拓されていない事柄にチャレンジするという姿勢は今後も大切にしたいと思います。

本論文の審査にあたり、京都大学大学院都市社会工学研究科 角哲也教授、京都大学大学院工学研究科 木元小百合准教授にはまことに注意深く拙稿を読んでいただきました。角教授には、本論文の構成や研究成果の位置づけについてご指導いただきました。木元准教授には、論文審査だけでなく、日頃から多相混合体理論やプログラム全般にわたり、幅広くご指導いただきました。

京都大学大学院工学研究科 肥後陽介助教には、研究に関して著者の良き相談相手になって頂きました。解析結果に対して熱心に議論させていただき、様々なご指導、アドバイスをいただきました。

本研究の始まりは修士論文としてまとめた「浸水による砂質土堤防の有限要素変形解析」にあります。当時の研究室の小高猛司助教授（現名城大学工学部教授）には、有効応力解析の不飽和土への拡張法等、細部にわたってご指導いただきました。

現在、在籍している株式会社日建設計シビル地盤調査設計部において、園井啓士郎統括、本田周二部長には、入学当時の社内推薦や研究に対してご理解いただき、様々な面でご支援していただきました。角南進技術長（現角南技術事務所所長）には、入社当時から耐震設計の実務だけでなく、研究内容について幅広くご指導いただきました。まことにありがとうございました。

第5章の能登半島地震の地震波形は、防災科学技術研究所強震ネットワーク（K-NET）による観測データを使用させていただきました。ありがとうございました。

第6章では津波による地盤の劣化解析を行っていますが、これは人と防災未来センター 奥村与志弘主任研究員との共同研究として実施させていただいたものです。津波波形のデータ提供から解析結果の考察まで、広範囲にわたり議論させていただきました。津波という全く別の分野の知見を教えていただくことは斬新で、かつ楽しいものでした。御礼申し上げます。

本研究を実施するに当たり、以上のお名前を挙げた方以外にも、たくさんの方々の温かいご支援とご指導いただきました。京都大学大学院工学研究科地盤力学研究室においては、伊藤稚佳子秘書をはじめとする研究室の皆様には大変お世話になりました。現職である株式会社日建設計シビルにおきましても、地盤調査設計部の皆様だけでなく、大阪事務所の皆様のお世話になりました。まことにあ

りがとうございました。

今後、本研究の成果が堤防をはじめとする土構造物の設計実務に生かされ、少しでも災害による被害の低減に役立つことを願います。

最後に、元気な身体に育ててくれた両親に感謝します。ありがとうございました。